

ESTABILIDADE DO FUNDO DE ESCAVAÇÕES ESCORADAS EM SOLOS MOLES. ANÁLISE DA SEGURANÇA USANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

RITA MARIA BELEZA DE ANDRADE MARIALVA DOS SANTOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 14460

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

"Theory is the language by means of which lessons of experience can be clearly expressed."

Terzaghi

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao Professor Doutor José Leitão Borges, no papel de orientador científico desta dissertação, por, apesar de todos os condicionalismos, ter demonstrado a sua total disponibilidade para a concretização deste trabalho. Admiro o entusiasmo e interesse pelos temas abordados, assim como o conhecimento e pertinência das observações efetuadas. Em suma, agradeço por toda a orientação recebida e pelo facto de ter tornado todo este processo enriquecedor.

O meu percurso académico não seria o mesmo sem o empenho e vontade de transmissão de conhecimentos por parte de todos os professores do MIEC, em especial os da minha opção de especialização, Geotecnia. Todos eles contribuíram largamente para o aumento da minha curiosidade pela Engenharia e vontade de contribuir para o seu desenvolvimento.

Fico eternamente grata aos meus pais por me terem disponibilizado sempre as melhores condições para o meu sucesso profissional e pessoal.

Ao Iúri, agradeço todo o apoio, dedicação e carinho demonstrados, não só nos momentos vitoriosos como também nos momentos de maior angústia e desespero do meu percurso académico e vida pessoal.

Estimo todos os meus melhores amigos, sempre presentes nos bons e nos piores momentos.

Para finalizar, gostaria de deixar uma palavra de apreço a todos os meus amigos e colegas de curso, que direta ou indiretamente, contribuíram para o meu percurso académico.

RESUMO

Pretende-se com o presente trabalho contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento e estabilidade do fundo de escavações escoradas em maciços argilosos moles suportados por paredes moldadas.

Numa primeira fase são estudados os métodos tradicionais que utilizam a abordagem do equilíbrio limite e fundamentos da capacidade de carga para avaliar o fator de segurança ao levantamento do fundo de escavações em solos argilosos moles.

De seguida, descrevem-se as principais características do programa de cálculo automático utilizado, baseado no Método dos Elementos Finitos, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot). Na modelação do comportamento do solo usa-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- θ).

Com este programa, procede-se à modelação numérica de uma escavação escorada num maciço argiloso mole, reforçada por uma laje de fundo com colunas de *jet grout* de modo a minimizar os deslocamentos e aumentar a segurança ao levantamento do fundo. O comportamento da obra é analisado desde o início da escavação até ao final do período de consolidação. Dá-se especial atenção à análise dos excessos de pressão neutra, tensões de corte, níveis de tensão e deslocamentos no maciço, assim como aos esforços axiais no escoramento, momentos fletores e deslocamentos da parede, pressões do solo sobre as faces da parede e esforços de compressão e de flexão na laje de fundo. É também estudado o fator de segurança à estabilidade do fundo, através do Método dos Elementos Finitos considerando formulações da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, e comparado aos valores obtidos pelos métodos tradicionais.

Apresentam-se estudos paramétricos com o intuito de esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento a curto e a longo prazo de escavações escoradas em solos argilosos moles, nomeadamente a remoção da laje de fundo de *jet grout* e a variação da altura enterrada da parede abaixo da base de escavação.

Por último, tecem-se algumas conclusões gerais e sugerem-se possíveis perspetivas de desenvolvimento futuro nesta área.

PALAVRAS-CHAVE: escavações, solos moles, levantamento do fundo, estabilidade global, segurança.

ABSTRACT

The aim of this work is to contribute for a better understanding of the behaviour and stability against bottom heave failure of strutted excavations in soft clayey soils supported by diaphragm wall.

Firstly, traditional methods that use limit equilibrium approach and bearing capacity fundamentals are studied in order to evaluate the safety factor against bottom heave of excavations in soft clayey soils.

Then, the main features of the used automatic calculation program are described, based on the finite element method, which incorporates coupled formulation of the flow and equilibrium equations for consolidation analysis (extended Biot's consolidation theory). The mathematical modelling of the soil behaviour is performed by a non-linear elastic-plastic model, based on the Critical State Soil Mechanics (p-q- θ model).

With this program, a strutted excavation in soft clayey soil is modelled with a jet-grout base slab in order to minimize wall displacements and improve stability against bottom heave failure. The excavation performance is analysed from the start of excavation to the end of consolidation. Special emphasis is given to the analysis of the pore pressures, shear stresses, stress levels and displacements in the ground, as well as strut compression loads, wall displacements and bending moments, earth pressures on the wall faces and compression loads and bending moments on the jet-grout slab. The safety factor against bottom heave is also evaluated, through the finite element analysis considering formulations of the Critical State Soil Mechanics, and compared to values obtained with traditional methods.

Parametric studies are also presented with the aim of evaluating the influence of several factors on the short and long term performance of strutted excavations in soft clayey soils, such as the removal of the jet-grout slab and the variation of the embedded length of the wall below the excavation base.

Finally, some of the overall conclusions are gathered and some possible future perspectives in this area are presented.

KEYWORDS: excavations, soft soils, bottom heave, overall stability, safety.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO 1

2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....3

2.1. INTRODUÇÃO3

2.2. ESTABILIDADE DA BASE DE ESCAVAÇÕES EM SOLOS MOLES3

2.2.1. MÉTODO DE TERZAGHI.....4

2.2.2. MÉTODO DE BJERRUM E EIDE.....7

2.3. PROGRAMA DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL9

2.3.1. AVALIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA10

3. MODELO NUMÉRICO13

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS13

3.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS14

3.3. MODELO NUMÉRICO DE RESOLUÇÃO14

3.4. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO. MODELO P-Q- θ17

3.4.1. RELAÇÃO VOLUME-TENSÃO MÉDIA EFETIVA18

3.4.2. LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS.....19

3.4.3. SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA20

3.4.4. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO P-Q- θ22

4. PROBLEMA BASE25

4.1. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA.....25

4.1.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO25

4.1.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL.....29

4.1.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS32

4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS33

4.2.1. INTRODUÇÃO33

4.2.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO	34
4.2.2.1. Evolução do estado de tensão	34
4.2.2.2. Deslocamentos	44
4.2.2.3. Esforços axiais no escoramento.....	48
4.2.2.4. Momentos fletores na parede.....	49
4.2.2.5. Esforços na laje de fundo	50
4.2.2.6. Pressões do solo sobre as faces da parede	51
4.2.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO.....	52
4.2.3.1. Considerações gerais.....	52
4.2.3.2. Evolução do estado de tensão	54
4.2.3.3. Deslocamentos	62
4.2.3.4. Esforços axiais no escoramento.....	67
4.2.3.5. Momentos fletores na parede.....	68
4.2.3.6. Esforços na laje de fundo	69
4.2.3.7. Pressões do solo sobre as faces da parede	70
4.2.4. ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	70

5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1. INTRODUÇÃO

5.2. INFLUÊNCIA DA REMOÇÃO DA LAJE DE FUNDO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

5.2.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

5.2.2.1. Pressões do solo sobre as faces da parede

5.2.2.2. Tensões principais efetivas e tensões de corte

5.2.2.3. Níveis de tensão

5.2.3. DESLOCAMENTOS

5.2.4. ESFORÇOS AXIAIS NO ESCORAMENTO.....

5.2.5. MOMENTOS FLETORES NA PAREDE.....

5.2.6. PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA PAREDE

5.2.7. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

5.2.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.3. INFLUÊNCIA DA ALTURA ENTERRADA DA PAREDE

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

5.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	93
5.3.2.1. Excessos de pressão neutra	93
5.3.2.2. Tensões efetivas horizontais e verticais	97
5.3.2.3. Tensões de corte.....	101
5.3.2.4. Níveis de tensão.....	103
5.3.3. DESLOCAMENTOS	105
5.3.4. ESFORÇOS AXIAIS NO ESCORAMENTO	108
5.3.5. MOMENTOS FLETORES NA PAREDE	111
5.3.6. ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO.....	112
5.3.7. PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA PAREDE.....	113
5.3.8. ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	114
5.3.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	118
 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 119
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 123

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Fig. 2.1 - Análise da estabilidade do fundo segundo Terzaghi (1943) – caso geral.....	5
Fig. 2.2 - Análise da estabilidade do fundo segundo Terzaghi (1943) – estrato rígido a pouca profundidade.....	5
Fig. 2.3 – Análise da estabilidade do fundo segundo Terzaghi (1943) – parede prolongada abaixo da base da escavação	7
Fig. 2.4 – Mecanismos de rotura convencionais para o caso de parede escorada sem altura enterrada (Ukritchon et al., 2003)	8
Fig. 2.5 – Fator corretivo (N_c) para o cálculo do coeficiente de segurança à rotura do fundo em escavações em solos argilosos moles, tendo em conta as dimensões da escavação (Matos Fernandes, 1990)	8
Fig. 2.6 – Superfície de rotura de Rankine em escavações em solos argilosos moles (Terzaghi et al., 1996)	9
Fig. 2.7 – Elemento finito triangular de seis nós (Borges, 2004a)	10

CAPÍTULO 3 – MODELO NUMÉRICO

Fig. 3.1 – Método incremental (Lopes, 2004)	15
Fig. 3.2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico (adaptado de Borges, 1995)	17
Fig. 3.3 – Curvas típicas, no referencial (p, v), de compressão, descompressão e recompressão isotrópicas (adaptado de Maranha das Neves, 2013)	18
Fig. 3.4 – Curvas teóricas, na teoria de estados críticos, de compressão, descompressão e recompressão no referencial ($\ln p, v$) (adaptado de Maranha das Neves, 2013).....	19
Fig. 3.5 – Linha de estados críticos nos referenciais: a) (p, v, q); b) (p, q); c) ($\ln p, v$) (Borges, 1995).....	20
Fig. 3.6 - Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efetivas (Borges, 1995)	21
Fig. 3.7 - Superfícies de cedência do modelo p-q- θ (no referencial p, q) (Borges, 1995)	21
Fig. 3.8 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo – diagrama $\log \sigma'_v - e$ (Matos Fernandes, 2006)	23

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE

Fig. 4.1 – Características da escavação – problema base	26
Fig. 4.2 – Vista em planta da escavação (a) e esquema em perspetiva (b)	26
Fig. 4.3 – Processo construtivo da obra.....	27
Fig. 4.4 – Malha de elementos finitos	28

Fig. 4.5 – Evolução em profundidade da resistência não drenada da argila mole	29
Fig. 4.6 – Diagramas de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas (Matos Fernandes, 1990)	30
Fig. 4.7 – Método de cálculo do diagrama de pressões aparentes a partir da carga Q de cada escora em escavações (Terzaghi e Peck, 1967)	31
Fig. 4.8 – Esquema dos diagramas de pressões aparentes aplicados na parede para dimensionamento das escoras	31
Fig. 4.9 – Condições hidráulicas da obra	33
Fig. 4.10 - Excessos de pressão neutra (kPa) ao longo da escavação	35
Fig. 4.11 - Pressões neutras (kPa) ao longo da escavação.....	36
Fig. 4.12 - Tensões efetivas horizontais (kPa) no maciço argiloso ao longo da escavação.....	38
Fig. 4.13 - Tensões efetivas verticais (kPa) no maciço argiloso ao longo da escavação	39
Fig. 4.14 - Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso ao longo da escavação	40
Fig. 4.15 – Noção gráfica do nível de tensão (SL) no referencial p - q (Borges, 1995)	41
Fig. 4.16 - Níveis de tensão no maciço argiloso ao longo da escavação	42
Fig. 4.17 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso no decurso da escavação aos: a) 4 metros de escavação; b) 8 metros de escavação c) 12 metros de escavação ...	43
Fig. 4.18 – Malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) no decurso da escavação aos: a) 4 metros de escavação; b) 8 metros de escavação c) 12 metros de escavação ...	45
Fig. 4.19 – Malha deformada aos 12 metros de escavação (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) e deslocamentos horizontais da parede ao longo da escavação.....	46
Fig. 4.20 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação ...	47
Fig. 4.21 – Deslocamentos verticais (assentamento) da superfície do terreno suportado ao longo da escavação.....	47
Fig. 4.22 – Deslocamentos verticais da base de escavação ao longo da escavação	48
Fig. 4.23 – Evolução do esforço axial (compressão) de cada nível de escoras ao longo da escavação	49
Fig. 4.24 – Diagrama de momentos fletores na parede ao longo da escavação.....	49
Fig. 4.25 – Esforço axial na laje de <i>jet grout</i> ao longo da escavação	50
Fig. 4.26 – Diagrama de momentos fletores na laje ao longo da escavação	51
Fig. 4.27 – Diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede ao longo da escavação.....	52
Fig. 4.28 – Rede de fluxo para escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo (Matos Fernandes, 2006)	53
Fig. 4.29 - Excessos de pressão neutra (kPa) durante a consolidação	55
Fig. 4.30 - Pressões neutras (kPa) durante a consolidação	56

Fig. 4.31 - Tensões efetivas horizontais (kPa) no maciço argiloso durante a consolidação	57
Fig. 4.32 - Tensões efetivas verticais (kPa) no maciço argiloso durante a escavação	58
Fig. 4.33 - Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso durante a consolidação.....	59
Fig. 4.34 - Níveis de tensão no maciço argiloso durante diferentes fases da consolidação	60
Fig. 4.35 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso: a) final da escavação; b) final da consolidação	61
Fig. 4.36 - Malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) durante a consolidação: a) final da escavação; b) final da consolidação	62
Fig. 4.37 – Pormenor da malha deformada na zona de escavação no final da escavação e no final da consolidação.....	63
Fig. 4.38 - Deslocamentos horizontais da parede no final da escavação e no final da consolidação..	63
Fig. 4.39 – Deslocamentos horizontais na superfície do terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação	64
Fig. 4.40 - Deslocamentos verticais (assentamento) na superfície do terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação	65
Fig. 4.41 - Deslocamentos verticais da base de escavação no final da escavação e no final da consolidação.....	65
Fig. 4.42 – Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno suportado	66
Fig. 4.43 – Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno suportado	66
Fig. 4.44 - Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da base de escavação	67
Fig. 4.45 – Evolução temporal do esforço axial (compressão) de cada escora	68
Fig. 4.46 – Diagrama de momentos fletores na parede no final da escavação e no final da consolidação.....	68
Fig. 4.47 - Esforço axial na laje de <i>jet grout</i> no final da escavação e no final da consolidação	69
Fig. 4.48 - Diagrama de momentos fletores na laje no final da escavação e no final da consolidação	69
Fig. 4.49 - Diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação	70
Fig. 4.50 – Superfície de deslizamento de: a) Terzaghi; b) Bjerrum & Eide (adaptado de Borges e Pinto, 2013)	70
Fig. 4.51 – Superfície de deslizamento de Borges e Pinto (2013), para o programa de elementos finitos	71
Fig. 4.52 – Superfícies de deslizamento consideradas no problema base	71
Fig. 4.53 – Fatores de segurança teóricos e os experimentais pelo método de elementos finitos (MEF) durante a escavação para as superfícies de rotura: Terzaghi; Bjerrum & Eide e S1 – problema base	74
Fig. 4.54 – Evolução temporal do fator de segurança experimental para as superfícies de rotura: Terzaghi; Bjerrum & Eide e S1 – problema base.....	74

Fig. 4.55 – Comparação do fator de segurança durante a escavação entre as superfícies S1, S2, S3 e S4 – problema base..... 75

Fig. 4.56 – Evolução temporal do fator de segurança para as superfícies de rotura S1, S2, S3 e S4 – problema base 76

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Fig. 5.1 – Geometria do problema em estudo: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 78

Fig. 5.2 – Excessos de pressão neutra (kPa) no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 79

Fig. 5.3 – Excessos de pressão neutra (kPa) no final da consolidação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 79

Fig. 5.4 – Pressões neutras (kPa) no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 80

Fig. 5.5 – Pressões neutras (kPa) no final da consolidação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 80

Fig. 5.6 - Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 81

Fig. 5.7 – Tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 82

Fig. 5.8 – Tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso no final da consolidação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 82

Fig. 5.9 – Níveis de tensão no maciço argiloso no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 83

Fig. 5.10 – Níveis de tensão no maciço argiloso no final da consolidação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo 83

Fig. 5.11 – Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos horizontais da parede 84

Fig. 5.12 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos horizontais da superfície de terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação 85

Fig. 5.13 – Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos verticais da superfície de terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação 85

Fig. 5.14 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos verticais da base de escavação no final da escavação e no final da consolidação 86

Fig. 5.15 - Influência da laje de *jet grout* na evolução dos esforços axiais das escoras durante a escavação..... 87

Fig. 5.16 – Influência da laje de *jet grout* na evolução temporal dos esforços axiais das escoras..... 87

Fig. 5.17 – Influência da laje de *jet grout* nos diagramas de momentos fletores na parede no final da escavação e no final da consolidação..... 88

Fig. 5.18 – Influência da laje de *jet grout* nos diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação 89

Fig. 5.19 – Influência da laje de <i>jet grout</i> no fator de segurança para a superfície de rotura S1 ao longo da escavação	90
Fig. 5.20 - Influência da laje de <i>jet grout</i> no fator de segurança para a superfície de rotura S1 durante o processo de consolidação.....	90
Fig. 5.21 - Evolução temporal do fator de segurança para as superfícies de rotura S1, S2, S3 e S4 – problema sem laje de fundo	91
Fig. 5.22 – Geometria do problema para diferentes profundidades da parede: a) 19 metros (problema base); b) 21 metros; c) 23 metros; d) 25 metros; e) 28 metros; f) 35 metros (estrato rígido).....	92
Fig. 5.23 - Influência da altura enterrada da parede nos excessos de pressão neutra (kPa) no final da escavação	93
Fig. 5.24 - Influência da altura enterrada da parede nos excessos de pressão neutra (kPa) no final da consolidação.....	94
Fig. 5.25 - Influência da altura enterrada da parede nas pressões neutras (kPa) no final da escavação	95
Fig. 5.26 - Influência da altura enterrada da parede nas pressões neutras (kPa) no final da consolidação.....	96
Fig. 5.27 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões efetivas horizontais (kPa) no maciço argiloso no final da escavação	97
Fig. 5.28 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões efetivas horizontais (kPa) no maciço argiloso no final da consolidação	98
Fig. 5.29 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões efetivas verticais (kPa) no maciço argiloso no final da escavação	99
Fig. 5.30 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões efetivas verticais (kPa) no maciço argiloso no final da consolidação	100
Fig. 5.31 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso no final da escavação	101
Fig. 5.32 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso no final da consolidação	102
Fig. 5.33 - Influência da altura enterrada da parede nos níveis de tensão no final da escavação.....	103
Fig. 5.34 - Influência da altura enterrada da parede nos níveis de tensão no final da consolidação .	104
Fig. 5.35 – Influência da profundidade da parede (P) nos seus deslocamentos horizontais no final da escavação e no final da consolidação	105
Fig. 5.36 - Influência da profundidade da parede (P) nos deslocamentos horizontais na superfície do terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação	106
Fig. 5.37 - Influência da profundidade da parede (P) nos deslocamentos verticais na superfície do terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação	107
Fig. 5.38 – Influência da profundidade da parede (P) nos deslocamentos verticais da base de escavação no final da escavação e no final da consolidação	107

Fig. 5.39 - Influência da profundidade da parede (P) na evolução do esforço axial de cada nível de escoras durante a escavação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3	109
Fig. 5.40 – Influência da profundidade da parede (P) na evolução do esforço axial de cada nível de escoras durante a consolidação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3.....	110
Fig. 5.41 – Influência da profundidade da parede (P) nos diagramas de momentos fletores na parede no final da escavação e no final da consolidação	111
Fig. 5.42 - Influência da profundidade da parede (P) no esforço axial na laje de <i>jet grout</i> no final da escavação e no final da consolidação.....	112
Fig. 5.43 - Influência da profundidade da parede (P) nos diagramas de momentos fletores na laje no final da escavação e no final da consolidação	112
Fig. 5.44 - Influência da profundidade da parede (P) nos diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação.....	113
Fig. 5.45 – Superfícies de deslizamento (S1) para as profundidades da parede: 19 m (problema base); 21 m; 23 m e 25 m.....	114
Fig. 5.46 – Superfícies de deslizamento (S3) para as profundidades da parede: 19 m (problema base); 21 m; 23 m e 25 m.....	115
Fig. 5.47 – Superfícies de deslizamento para o caso da parede com 28 m de profundidade	115
Fig. 5.48 - Influência da profundidade da parede (P) no fator de segurança para a superfície de rotura S1 durante a escavação	116
Fig. 5.49 - Influência da profundidade da parede (P) no fator de segurança durante a escavação: superfícies de rotura S3 (19 m; 21 m; 23 m e 25 m) e S4 (28 m)	116
Fig. 5.50 - Influência da profundidade da parede (P) no fator de segurança para a superfície de rotura S1 durante o processo de consolidação	117
Fig. 5.51 - Influência da profundidade da parede (P) no fator de segurança durante o processo de consolidação: superfícies de rotura S3 (19 m; 21 m; 23 m e 25 m) e S4 (28 m).....	117

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE

Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo $p-q-\theta$	29
Quadro 4.2 – Características do maciço argiloso mole	29
Quadro 4.3 – Características da parede	30
Quadro 4.4 – Características da laje de fundo.....	30
Quadro 4.5 – Escoras	32
Quadro 4.6 – Cálculo do fator de segurança (FS) segundo Terzaghi (1943).....	72
Quadro 4.7 - Cálculo do fator de segurança (FS) segundo Bjerrum e Eide (1956).....	73

SÍMBOLOS E ACRÔNIMOS

CAPÍTULO 2 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE

B – largura de escavação [m]

c_a – resistência média na interface solo-parede [kPa]

c_u – resistência não drenada [kPa]

c_{ui} – resistência não drenada no segmento i [kPa]

D – distância entre o fundo da escavação e o estrato rígido [m]

d – altura enterrada da parede [m]

H – altura da parede [m]

h – profundidade de escavação [m]

h_c – profundidade crítica [m]

L – desenvolvimento longitudinal [m]

l_i – comprimento do segmento i

M – inclinação da linha dos estados críticos

N – número total de elementos da malha

N_c – fator da capacidade de carga

xy – plano horizontal

2D – duas dimensões

α_{pi} – valor de p no centro da superfície de cedência no plano $p-q$

γ – peso volúmico [kN/m³]

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p=1\text{kPa}$

θ – invariante das tensões

λ – declive da linha de compressão isotópica virgem no referencial $\ln p - v$

$\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ – tensões normais efetivas no referencial x-y-z

τ_i – tensão tangencial no segmento i

τ_{xy} – tensão de corte (tangencial) na direção do eixo dos xx num plano normal ao eixo dos yy

ϕ' – ângulo de atrito em tensões efetivas

FS – Fator de Segurança

LEC – Linha dos Estados Críticos

MEF – Método dos Elementos Finitos

MSEC – Mecânica dos Solos dos Estados Críticos

CAPÍTULO 3 – MODELO NUMÉRICO

C_c – índice de compressibilidade

C_r – índice de recompressibilidade

C_s – índice de expansibilidade

e – índice de vazios

k – parâmetro de compressibilidade do solo

k_0 – coeficiente de impulso em repouso

M – inclinação da linha dos estados críticos

N – volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica para $p=1\text{kPa}$

OCR – grau de sobreconsolidação

p – tensão média efetiva

p_c – tensão de pré-consolidação

q – tensão de desvio

u_x – deslocamento segundo o eixo dos xx

u_y – deslocamento segundo o eixo dos yy

v – volume específico do solo

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p=1\text{kPa}$

θ – invariante das tensões

λ – declive da linha de compressão isotópica virgem no referencial $\ln p - v$

σ'_v – tensão efetiva vertical

ϕ' – ângulo de atrito em tensões efetivas

Ψ – forças não equilibradas

LEC – Linha dos Estados Críticos

MEF – Método dos Elementos Finitos

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE

c_u – resistência não drenada [kPa]

E – módulo de elasticidade [GPa]

E1 – 1º nível de escoras

E2 – 2º nível de escoras

E3 – 3º nível de escoras

G – módulo de deformabilidade distorcional [GPa]

k – declive das linhas descompressão-recompressão isotrópica no referencial $\ln p - v$
 k_0 – coeficiente de impulso em repouso
 k_x – coeficiente de permeabilidade segundo o eixo dos xx
 k_y – coeficiente de permeabilidade segundo o eixo dos yy
 h – profundidade de escavação [m]
 L – desenvolvimento longitudinal [m]
 N – volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica para $p=1\text{kPa}$
 $n.f.$ – nível freático
 ϕ' – ângulo de atrito em tensões efetivas
OCR – grau de sobreconsolidação
 p – tensão média efetiva
 q – tensão de desvio
 v – volume específico do solo
 z – profundidade [m]
 γ – peso volúmico [kN/m^3]
 Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p=1\text{kPa}$
 θ – invariante das tensões
 λ – declive da linha de compressão isotópica virgem no referencial $\ln p - v$
 ν – coeficiente de Poisson
 ν' – coeficiente de Poisson do esqueleto sólido
 σ'_{v0} – tensão efetiva vertical de repouso
 τ_{xy} – tensão de corte (tangencial) na direção do eixo dos xx num plano normal ao eixo dos yy

LEC – Linha dos Estados Críticos

MEF – Método dos Elementos Finitos

PM – Parede Moldada

PB – Problema Base

SL – *Stress Level*

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

E1 – 1º nível de escoras

E2 – 2º nível de escoras

E3 – 3º nível de escoras

k_0 – coeficiente de impulso em repouso

P – profundidade da parede [m]

τ_{xy} – tensão de corte (tangencial) na direção do eixo dos xx num plano normal ao eixo dos yy

1

INTRODUÇÃO

À semelhança do que se verifica na maioria dos países, a população portuguesa encontra-se desigualmente distribuída pelo território. Nas últimas décadas, a maioria da população optou por deixar os meios rurais em busca de melhores condições de vida nas cidades do litoral. Como tal, com o desenvolvimento económico e social, assistiu-se a uma crescente ocupação do solo no litoral do país, sendo cada vez mais necessário a melhoria dos recursos, das infraestruturas e dos equipamentos existentes.

Primeiramente, a construção vertical foi a solução implementada para resolução do problema, porém, foram surgindo novas metodologias de construção e de aproveitamento do espaço subterrâneo, recorrendo, como por exemplo, a túneis rodoviários e ferroviários, a estações metropolitanas e ainda a garagens e parques para estacionamento automóvel.

Atualmente, grande parte dos aproveitamentos dados ao espaço subterrâneo é realizada recorrendo a escavações cujo sistema de contenção é constituído por paredes de betão armado que funcionam como estrutura provisória e/ou definitiva em alguns casos e por lajes de fundo de colunas de *jet grout*.

Tendo em conta que a maioria das cidades mais desenvolvidas do litoral se encontram próximas da foz de rios, isto é, zonas aluvionares constituídas por solos argilosos de baixa resistência e saturados, devido à presença da água, é necessário realizar um estudo aprofundado sobre o comportamento destes solos para se poder executar as obras dentro dos padrões de segurança usualmente exigidos.

Contrariamente aos solos arenosos, os solos argilosos apresentam uma baixa permeabilidade que se reflete na dificuldade que o solo tem em expulsar a água presente nos vazios entre as partículas sólidas aquando da realização de uma escavação de certo modo profunda. Quer isto dizer que, como o teor em água não é instantaneamente alterado, geram-se excessos de pressão neutra que necessitam de um determinado tempo para se dissiparem.

O processo de dissipação dos excessos de pressão neutra é designado de consolidação durante o qual ocorre alteração do estado de tensão e de deformação do maciço, assim como alteração dos deslocamentos e esforços do sistema de contenção. Estas alterações são diferidas no tempo e dependem de vários fatores, tais como: as propriedades mecânicas e hidráulicas do solo; a história de tensões do maciço; o tempo em que decorre o processo construtivo; a rigidez da estrutura de suporte; a permeabilidade do maciço e as condições de fronteira hidráulicas.

Devido à elevada concentração de edifícios nas zonas urbanas, sendo muitos deles históricos, é necessário o estudo e cálculo das deformações de modo a evitar danos irreversíveis quer nas fundações quer na estrutura global dos edifícios periféricos à escavação.

Dada a variabilidade dos maciços onde se pretende construir, é necessário efetuar um estudo rigoroso e uma adequada prospeção geotécnica ao local. As técnicas e equipamentos de prospeção geotécnica e de monitorização da obra têm evoluído bastante ao longo dos últimos anos, o que se reflete no melhor controlo de segurança na construção. Porém, no presente trabalho, será analisada uma escavação num maciço isotrópico e homogéneo para facilitar o estudo.

Deste modo, pretende-se com o presente trabalho contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento e estabilidade do fundo de escavações escoradas em maciços argilosos moles suportados por paredes moldadas.

Sendo o maciço argiloso de grande possança, é vital o cumprimento da segurança à rotura de fundo das escavações em solos argilosos moles. Como tal, surgiram, desde cedo, métodos tradicionais que utilizam a abordagem do equilíbrio limite e fundamentos da capacidade de carga para avaliar o fator de segurança ao levantamento do fundo de escavações. Alguns destes métodos, nomeadamente o de Terzaghi e o de Bjerrum e Eide, e suas considerações gerais são apresentados no capítulo 2.

No capítulo 3, descrevem-se as principais características do programa de cálculo automático utilizado, designado por RECRIB e desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Este programa é baseado no Método dos Elementos Finitos e permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efetivas. Na modelação do comportamento do solo usa-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- θ).

De seguida, no capítulo 4, procede-se à modelação numérica de uma escavação escorada num maciço argiloso mole, reforçada por uma laje de fundo com colunas de *jet grout* de modo a minimizar os deslocamentos e aumentar a segurança ao levantamento do fundo. O comportamento global da obra é analisado durante o período de construção (escavação) e do período de pós-construção (consolidação).

Dá-se especial atenção à análise dos excessos de pressão neutra, tensões de corte, níveis de tensão e deslocamentos no maciço, assim como aos esforços axiais no escoramento, momentos fletores e deslocamentos da parede, pressões do solo sobre as faces da parede e esforços de compressão e de flexão na laje de fundo. É também estudado o fator de segurança à estabilidade do fundo, através do Método dos Elementos Finitos considerando formulações da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, e comparado aos valores obtidos pelos métodos tradicionais.

O capítulo 5 pretende complementar o estudo realizado no capítulo anterior, analisando-se a influência de determinados parâmetros no comportamento do maciço escavado, assim como na estrutura de contenção, tanto a curto como a longo prazo.

São diversos os parâmetros que numa escavação podem ser analisados e que influenciam o desempenho do comportamento global da mesma, apresentando cada um deles uma maior ou menor importância. Alguns desses parâmetros são: a largura da escavação; a profundidade da escavação; as características de deformabilidade e de resistência dos solos argilosos; a possança dos solos moles, a altura enterrada da parede abaixo da base da escavação e a remoção da laje de fundo de *jet grout*. Optou-se por analisar os dois últimos parâmetros enumerados.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões principais deste trabalho e possíveis perspetivas de desenvolvimento futuro nesta área.

2

ANÁLISE DE ESTABILIDADE

2.1. INTRODUÇÃO

Primeiramente, apresenta-se uma fundamentação teórica sobre o assunto, com recurso a imagens de superfícies de rotura típicas para o caso de escavações, propostas na bibliografia, e de seguida será feita uma comparação dos resultados analíticos do fator de segurança com os obtidos numericamente no problema base, com recurso ao *software* LBASE desenvolvido por José Leitão Borges, que usa os resultados das modelações por elementos finitos. Em Borges e Pinto (2013), são descritos os fundamentos teóricos principais do programa LBASE, bem como analisada a sua aplicação a uma escavação escorada em solos moles.

O fator de segurança é avaliado pelo Método de Elementos Finitos (MEF) considerando formulações da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (MSEC) e comparado com os valores obtidos pelos métodos tradicionais que usam a abordagem de equilíbrio limite e fundamentos da capacidade de carga.

2.2. ESTABILIDADE DA BASE DE ESCAVAÇÕES EM SOLOS MOLES

Teoricamente, quando uma escavação é realizada em argila normalmente consolidada ou ligeiramente sobreconsolidada saturada e a parede de contenção não é prolongada abaixo da base de escavação ou até um estrato rígido, ocorre rotura do fundo da escavação quando o peso das massas de solo remanescente nos lados da escavação for superior à capacidade de carga do solo subjacente.

Se a profundidade de escavação for muito extensa ou se a argila for pouco resistente, o levantamento da base de escavação poderá ser demasiado elevado, gerando-se grandes deslocamentos (assentamentos) à superfície do terreno suportado, e resultando no colapso da estrutura de contenção, com implicações irreversíveis para as estruturas vizinhas à obra em causa.

Como tal, desde há muitos anos achou-se relevante estudar esta problemática e os primeiros pressupostos advieram dos estudos de observação de obras reais por Terzaghi (1943) e mais tarde por Bjerrum e Eide (1956). Os estudos destes autores tiveram um grande impacto no desenvolvimento da área de Geotecnia na Engenharia Civil.

O método mais utilizado para analisar a estabilidade do fundo de escavações era o Método do Equilíbrio Limite baseado em Terzaghi (1943) e Bjerrum e Eide (1956). Mais tarde, surgiu o método

de Skempton (1951) calibrado tendo em conta roturas de fundo de escavações observadas em obras e baseado na semelhança entre a capacidade de carga da fundação de uma sapata profunda e o levantamento de fundo de uma escavação.

2.2.1. MÉTODO DE TERZAGHI

Segundo Matos Fernandes (1990) e Fortunato (1994), para a determinação do fator de segurança à rotura do fundo em escavações pouco profundas, Terzaghi (1943) propôs um método baseado em três hipóteses fundamentais: o desenvolvimento da escavação é infinito; a altura enterrada da parede é nula; a resistência de corte do solo é integralmente mobilizada ao longo dos planos verticais de deslizamento fd e ge (ver Fig. 2.1).

O modelo de rotura (ver Fig. 2.1 e Fig. 2.2) tem como referência o fundo da escavação e associa o peso do solo localizado de ambos os lados a um carregamento uniformemente distribuído. A rotura do fundo ocorre quando o valor deste carregamento ultrapassa a capacidade de carga do solo abaixo da base de escavação. O valor do fator de segurança, obtido pelo quociente entre as forças resistentes e as forças atuantes, em cada um dos casos é, respetivamente:

$$FS = \frac{1}{H} \times \frac{N_c c_u}{\gamma - \frac{\sqrt{2} c_u}{B}} \quad (2.1)$$

$$FS = \frac{1}{H} \times \frac{N_c c_u}{\gamma - \frac{c_u}{D}} \quad (2.2)$$

em que B representa a largura de escavação, H é a altura da parede, γ o peso volúmico do solo, D a distância entre o fundo da escavação e o estrato rígido, c_u a resistência não drenada da argila, N_c é um fator de capacidade de carga devido à coesão para sapatas de desenvolvimento infinito em solos de atrito nulo e toma o valor de $N_c = 2 + \pi = 5,14$.

A profundidade crítica que conduz ao início da rotura, h_c , é obtida, fazendo a igualdade das forças instabilizadoras e a capacidade de carga ($FS=1$), pelas equações (2.3) e (2.4).

$$h_c = \frac{N_c c_u}{\gamma - \frac{\sqrt{2} c_u}{B}} \quad (2.3)$$

$$h_c = \frac{N_c c_u}{\gamma - \frac{c_u}{D}} \quad (2.4)$$

Para escavações com profundidade superior a h_c é necessário prolongar a parede abaixo da base de escavação.

Note-se que no caso de c_u variar em profundidade, é apropriado fazer a contabilização do seu valor real, avaliando o integral de tensões resistentes ao longo da superfície de rotura.

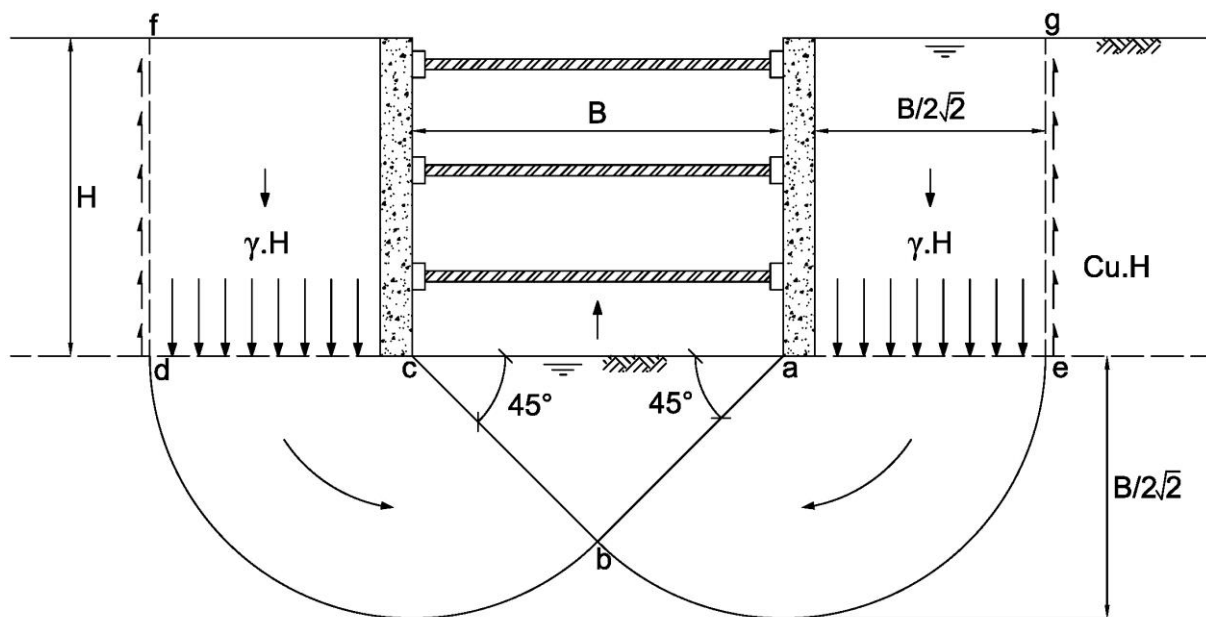


Fig. 2.1 - Análise da estabilidade do fundo segundo Terzaghi (1943) – caso geral

Dado que o ângulo de resistência ao corte vale $\phi=0$, as superfícies de deslizamento be e bd são arcos de circunferência e os planos de deslizamento bc e ba formam ângulos de 45° com a horizontal. Como as secções ae e cd são equivalentes a bases de sapatas rugosas, as superfícies bd e be têm em d e e tangentes verticais.

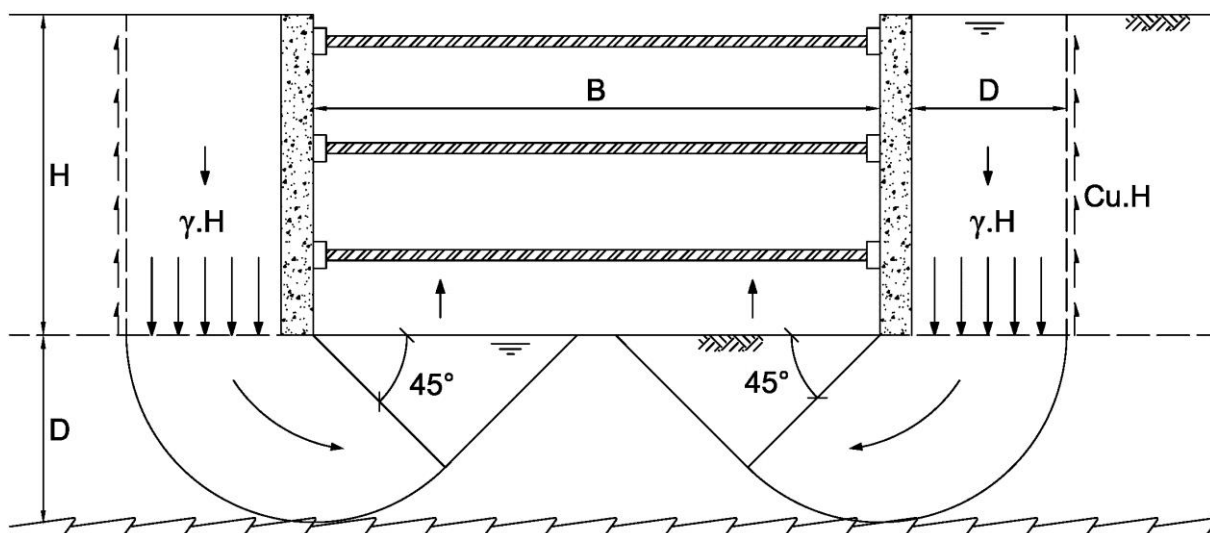


Fig. 2.2 - Análise da estabilidade do fundo segundo Terzaghi (1943) – estrato rígido a pouca profundidade

Se a parede penetrar abaixo da base de escavação, a análise da capacidade de carga terá que ser feita na secção horizontal ao nível da extremidade inferior da parede. Neste caso, à rotura do fundo opõe-se também o peso do solo situado entre os elementos verticais da parede e a adesão entre estes elementos e o solo.

Assim, o fator de segurança (FS) pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$FS = \frac{1}{H} \times \frac{N_c c_u + \gamma d + \frac{2dc_a}{B}}{\gamma - \frac{\sqrt{2}c_u}{B}} \quad (2.5)$$

e a profundidade crítica por:

$$h_c = \frac{N_c c_u + \gamma d + \frac{2dc_a}{B}}{\gamma - \frac{\sqrt{2}c_u}{B}} \quad (2.6)$$

sendo c_a o valor da resistência média (adesão) que se desenvolve na interface solo-parede abaixo da base de escavação, d a altura enterrada da parede, B representa a largura de escavação, H é a altura da parede, γ o peso volúmico do solo, c_u a resistência não drenada média da argila, N_c é um fator de capacidade de carga. A última parcela é respeitante à adesão entre o solo e a parte enterrada da parede.

Para atender à maioria das condições práticas, nomeadamente o facto de o terreno ser estratificado, é corrente a aplicação de coeficientes corretivos, contudo, dada a complexidade do problema, são de natureza semiempírica, resultante de análises simplificadas e (ou) de conclusões retiradas de ensaios em modelos físicos à escala reduzida (Matos Fernandes, 2011).

A Fig. 2.3 mostra a superfície de rotura de fundo, no caso em que a parede é prolongada abaixo da base da escavação, segundo o método de Terzaghi (1943).

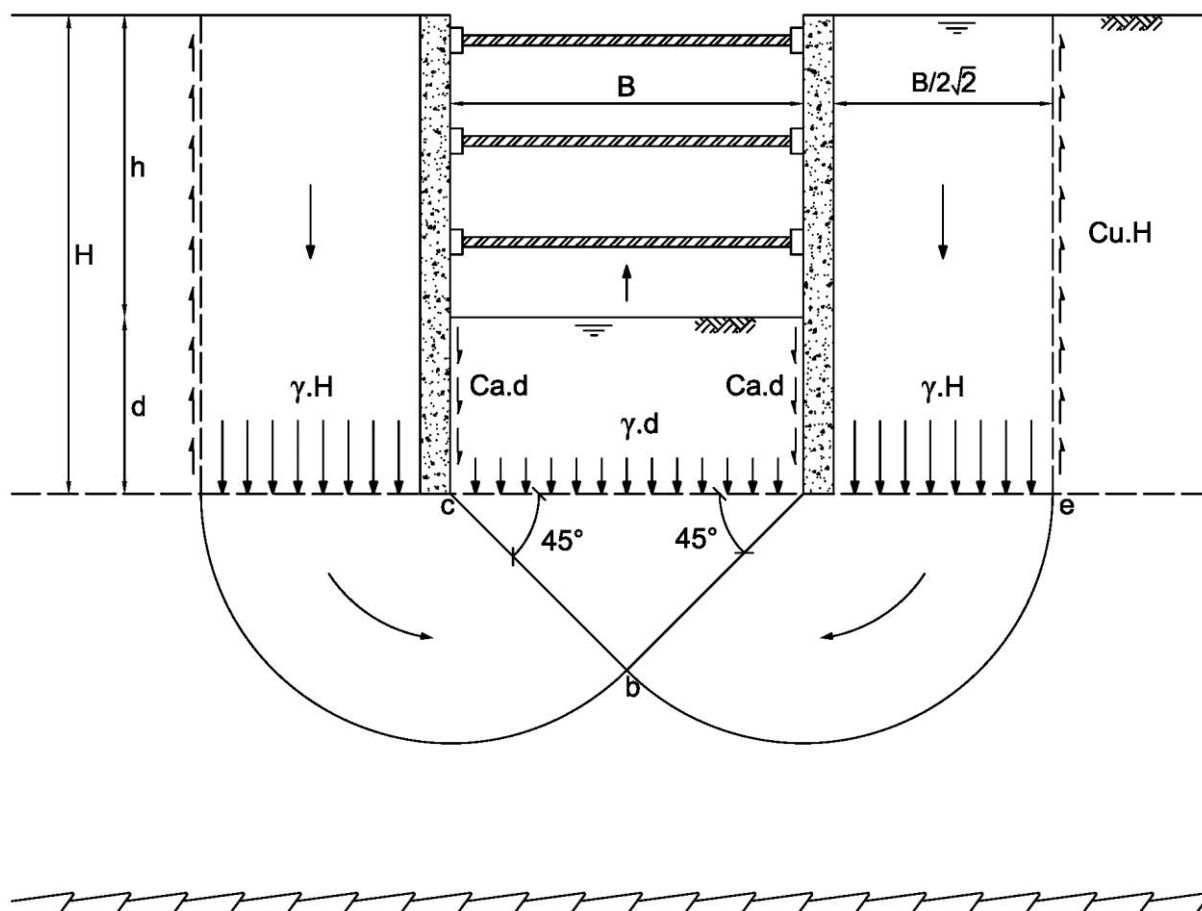


Fig. 2.3 – Análise da estabilidade do fundo segundo Terzaghi (1943) – parede prolongada abaixo da base da escavação

2.2.2. MÉTODO DE BJERRUM E EIDE

Bjerrum e Eide (1956), analisando alguns casos de roturas do fundo em argilas moles, propuseram uma configuração diferente para a superfície de ruptura, ilustrada na Fig. 2.4, visto que constatarem que para relações h/B relativamente elevadas a rotura do fundo podia ocorrer com plastificação circunscrita à vizinhança da base de escavação (Fortunato, 1994). Ou seja, não ocorrendo mobilização da resistência ao corte do maciço até à superfície do terreno, como descrito no método de Terzaghi (1943).

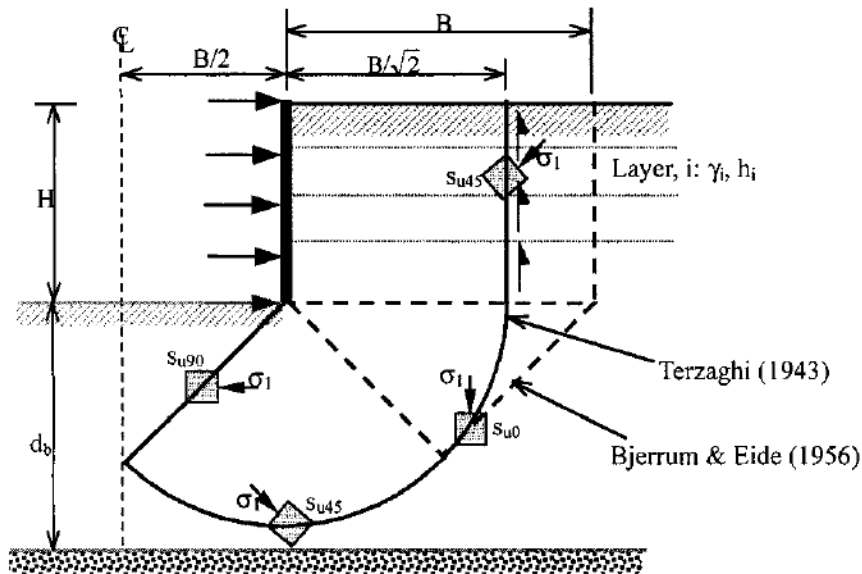


Fig. 2.4 – Mecanismos de ruptura convencionais para o caso de parede escorada sem altura enterrada (Ukritchon et al., 2003)

Neste caso, Skempton (1951) propôs que o fator corretivo N_c , que varia consoante a largura de escavação B , o desenvolvimento longitudinal L e a profundidade de escavação h , fosse obtido pelo ábaco da Fig. 2.5.

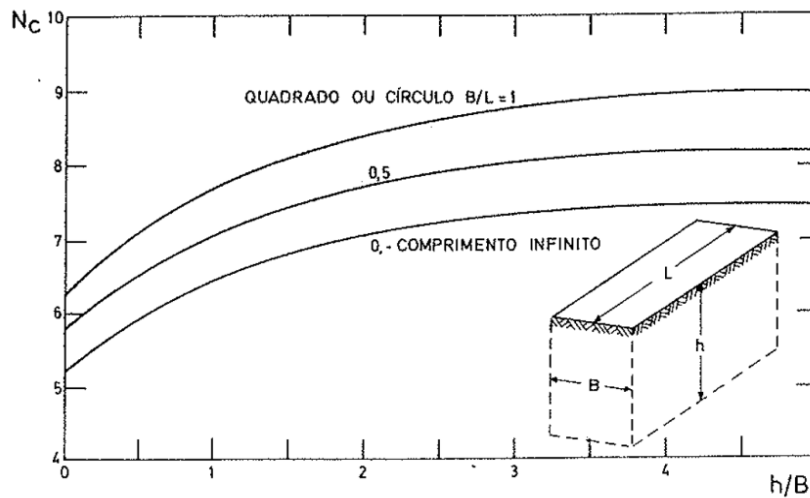


Fig. 2.5 – Fator corretivo (N_c) para o cálculo do coeficiente de segurança à ruptura do fundo em escavações em solos argilosos moles, tendo em conta as dimensões da escavação (Matos Fernandes, 1990)

Então, para escavações profundas, segundo a metodologia de Bjerrum e Eide (1956), vem a seguinte equação para cálculo do fator de segurança, para o caso em que a parede é prolongada abaixo da base da escavação:

$$FS = \frac{N_c c_u + \gamma d + \frac{2dc_a}{B}}{\gamma H} \quad (2.7)$$

em que c_a é o valor da adesão que se desenvolve na interface solo-parede, d a altura enterrada da parede, B a largura de escavação, H a altura da parede, γ o peso volúmico do solo, c_u a resistência não drenada da argila e N_c um fator corretivo da capacidade de carga.

2.3. PROGRAMA DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

No presente estudo, a análise da estabilidade global é avaliada também por um programa de cálculo numérico desenvolvido por José Leitão Borges (Borges e Pinto, 2013) que usa os resultados da análise de elementos finitos com formulações da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

Considerando superfícies circulares de deslizamento, processos similares (em termos de cálculo da tensão tangencial atuante e da resistência ao corte segundo uma superfície potencial de deslizamento) foram utilizados nas análises de estabilidade de escavações não suportadas, em talude, em solos argilosos moles (Borges, 2008) e em aterros sobre solos moles (Borges e Cardoso, 2002). Contudo, neste estudo, o mecanismo de rotura é diferente, visto que se trata de uma escavação escorada.

Pela Fig. 4.51 é possível observar a superfície de deslizamento adotada por Borges e Pinto (2013), semelhante ao proposto por Terzaghi (1943), exceto na linha acima do alinhamento da extremidade inferior da parede, que não é vertical, mas faz um ângulo de 45° com a horizontal, assim como Terzaghi et al.(1996) adotaram pela teoria de Rankine (ver Fig. 2.6).

Revelou ser a superfície mais desfavorável em escavações escoradas, comparativamente à de Terzaghi (1943) e à de Bjerrum e Eide (1956), correspondendo aos valores mais baixos do fator de segurança calculados pela análise de elementos finitos. Esta nova metodologia mostrou ser bastante precisa na estimativa do fator de segurança da estabilidade global, durante a escavação e durante o processo de consolidação.

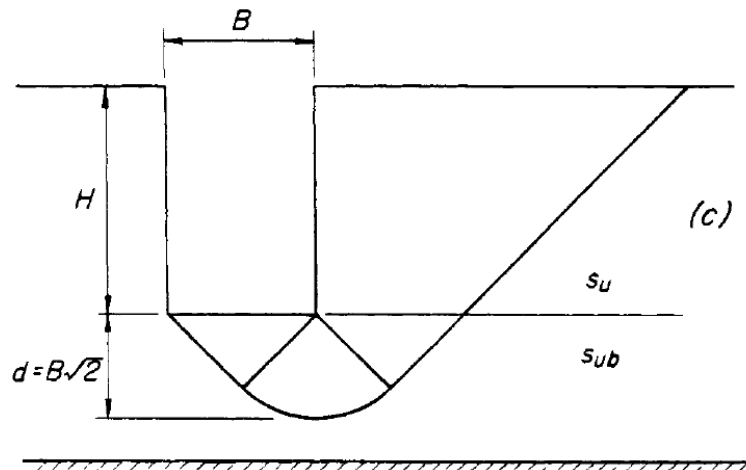


Fig. 2.6 – Superfície de rotura de Rankine em escavações em solos argilosos moles (Terzaghi et al., 1996)

O programa de cálculo utilizado corresponde a uma melhoria (generalização) dos estudos de Borges (2008) e Borges e Cardoso (2002), incorporando mais tipos complexos de superfícies de deslizamento

e também considerando partes da superfície que coincidem com a interface solo-parede (ver Fig. 4.51).

2.3.1. AVALIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA

Usando os resultados da análise de elementos finitos, o programa de cálculo automático de análise da estabilidade global calcula o fator de segurança global ao longo de cada superfície de deslizamento considerada, nas fases pretendidas do período de escavação e do período de consolidação. Algumas das superfícies consideradas no presente trabalho estão ilustradas na Fig. 4.50 e Fig. 4.51.

Primeiramente, o programa de cálculo determina os pontos de interseção da superfície de deslizamento com os lados dos elementos finitos bidimensionais da malha (ver Fig. 2.7). Desta forma, a superfície de deslizamento é dividida em pequenos segmentos de reta, cada um localizado no interior de um elemento finito da malha.

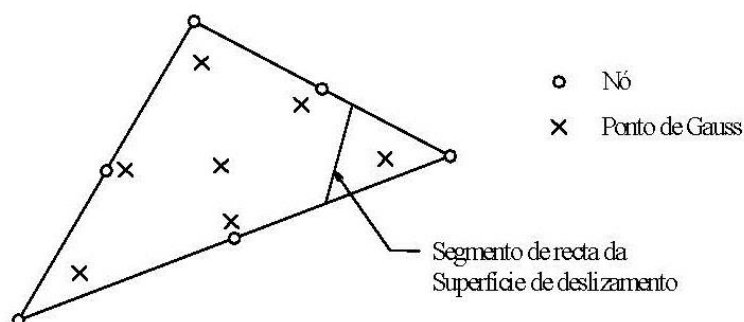


Fig. 2.7 – Elemento finito triangular de seis nós (Borges, 2004a)

De seguida, os valores médios das tensões efetivas ($\sigma'_{x'}$, $\sigma'_{y'}$, $\sigma'_{z'}$ e τ_{xy} , tensões normais e tangenciais no referencial x - y - z , em que xy é o plano da análise de elementos finitos (2D)) em cada segmento são calculados através da extrapolação das tensões nos seus pontos de Gauss. O processo desta extrapolação é descrito detalhadamente em Borges (2008).

Então, considerando a superfície de deslizamento dividida em vários segmentos, o fator de segurança é calculado pelo programa pela seguinte equação:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^N c_{ui} l_i}{\sum_{i=1}^N \tau_i l_i} \quad (2.8)$$

em que τ_i é a tensão tangencial no segmento i (determinada a partir das tensões efetivas $\sigma'_{x'}$, $\sigma'_{y'}$ e τ_{xy} , sabendo o ângulo que define a direção do segmento i), c_{ui} é a resistência não drenada do solo no segmento i , l_i é o comprimento de cada segmento i e N o número total de elementos da malha interseçados pela superfície de deslizamento.

Uma vez que a resistência não drenada (c_{ui}) do solo varia com o processo de consolidação, tendo em conta o modelo utilizado na análise de elementos finitos, aplicando as noções da MSEC, c_{ui} em cada incremento pode ser calculado pela equação (Britto e Gunn, 1987):

$$c_{ui} = \frac{1}{2} M \cdot \exp\left(\frac{\Gamma - v_i}{\lambda}\right) \quad (2.9)$$

em que M representa a inclinação da linha dos estados críticos (LEC) no referencial p - q , dependente do invariante das tensões θ e do ângulo de atrito efetivo ϕ' ; Γ e λ são parâmetros do solo (do modelo p - q - θ) como se irá ver no capítulo a seguir; v_i é o volume específico do solo no segmento i definido por:

$$v_i = \Gamma - k \ln p_i - (\lambda - k) \ln \alpha_{pi} \quad (2.10)$$

sendo que, no segmento i , $p_i = (\sigma'_{xi} + \sigma'_{yi} + \sigma'_{zi})/3$ é a tensão média efetiva e α_{pi} é o valor de p no centro da superfície de cedência no plano p - q , extrapolando os valores de α_p nos pontos de Gauss pelo mesmo método utilizado para as tensões.

3

MODELO NUMÉRICO

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde a década de 70 que se tem recorrido à utilização de modelos numéricos baseados em métodos de elementos finitos para modelação e análise de obras geotécnicas, nomeadamente escavações como a do presente estudo. Com o evoluir da informática e da capacidade dos computadores, tornou-se mais prático e aliciante o uso destes modelos para simplificar a análise de obras, por vezes complexas.

Deste modo, o modelo consiste na discretização do meio, sendo possível a integração das equações diferenciais governativas do problema.

Optou-se, neste capítulo, por apresentar simplificadamente o modelo numérico utilizado no presente estudo, de modo a entender como é feita a análise do problema. Aquele foi desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, tendo sido designado por RECRIB. Este modelo permite incorporar elementos finitos de diferentes tipos, de modo a simular os diversos constituintes do problema em causa, bem como a evolução dos estados de tensão e deformação.

No contexto da obra em análise, as hipóteses principais consideradas no modelo de cálculo são as seguintes:

- Simulação de estados planos de deformação e de escoamento;
- Formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e de escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efetivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada tanto durante o período de construção, como no período pós-construção;
- Utilização do modelo de estados críticos $p-q-\theta$, na simulação do comportamento constitutivo dos solos;
- Simulação da interface laje-parede através de elementos do tipo junta com comportamento elástico perfeitamente plástico, em tensões totais;
- Simulação de escoras metálicas com comportamento elástico linear usando elementos do tipo barra.

3.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Em obras geotécnicas envolvendo maciços argilosos saturados, como por exemplo uma escavação, o decurso da mesma traduz-se na aplicação de uma ação que, em regra, reparte-se em duas parcelas. Uma das parcelas instala-se no esqueleto sólido, também designado por incremento de tensão efetiva, e a outra instala-se no fluido intersticial (ou excesso de pressão neutra). A distribuição do excesso de pressão neutra, não sendo no geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Neste caso, estabelecem-se condições de um regime de escoamento transitório, durante o qual é transferida a carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Lewis e Screfler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999). Este fenómeno, dissipação dos excessos de pressões neutras e deformação do solo que lhe está associada, é descrito pela teoria da consolidação.

Num maciço argiloso mole, muito compressível e de baixa permeabilidade, o estudo do processo de consolidação é dos mais complexos em Geotecnia, visto que, para além da variação instantânea dos estados de tensão que decorrem da aplicação de carga, ocorre ainda a evolução diferida no tempo dos mesmos. Como será abordado posteriormente, o problema pode ser tratado através da integração, no espaço e no tempo, de um conjunto de equações diferenciais que regem o fenómeno (Borges, 1995; Costa, 2005; Monteiro, 2011; Alves, 2012).

Com o objetivo de simular o comportamento dos maciços argilosos foram formuladas algumas teorias de consolidação, tendo sido a primeira levada a cabo por Terzaghi em 1923, ainda que bastante simplificada por se tratar de uma teoria formulada em termos unidimensionais, afastando-se da realidade tridimensional das obras geotécnicas.

Posteriormente, outros autores, baseando-se nos trabalhos pioneiros de Terzaghi, trabalharam no aperfeiçoamento da formulação, introduzindo teorias de consolidação multidimensional, sendo a primeira teoricamente consistente a de Biot (1935, 1941). Esta tornou possível a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluido intersticial, isto é, a análise do problema tem em conta não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento (análises acopladas).

Esta teoria, inicialmente desenvolvida considerando o solo com comportamento isotrópico e elástico linear, foi melhorada posteriormente para comportamentos mais complexos nomeadamente elastoplásticos, anisotrópicos e viscosos (Borges, 2004b).

3.3. MODELO NUMÉRICO DE RESOLUÇÃO

Técnicas numéricas de resolução de sistemas não lineares são essenciais na utilização de modelos não lineares em programas de cálculo com recurso a elementos finitos.

Borges (1995), ao desenvolver este programa de cálculo, teve em consideração o carácter incremental no tempo das equações governativas, tanto mecânicas (deformações do meio) como hidráulicas (escoamento do fluido intersticial), utilizando apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear.

No método incremental, a solicitação total é subdividida num conjunto de incrementos de carga e a matriz de rigidez é calculada para o estado de tensão inicial de cada incremento, não sofrendo alterações durante o mesmo (Lopes, 2004). Na Fig. 3.1 ilustra-se a aplicação deste método a um sistema com um grau de liberdade. Verifica-se que à medida que se aplicam os incrementos, a solução vai-se afastando da solução correta, pelo que se obtém um aumento das forças não equilibradas (residuais) Ψ . A diferença entre as forças resistentes e as forças aplicadas será tanto menor quanto

maior for o número de subdivisões da solicitação. Desta forma, a aplicação do programa deverá ser feita usando um número de incrementos muito elevado, correspondendo pois a incrementos de tempo e de carga muito pequenos, de maneira a obter resultados muito próximos da solução correta.

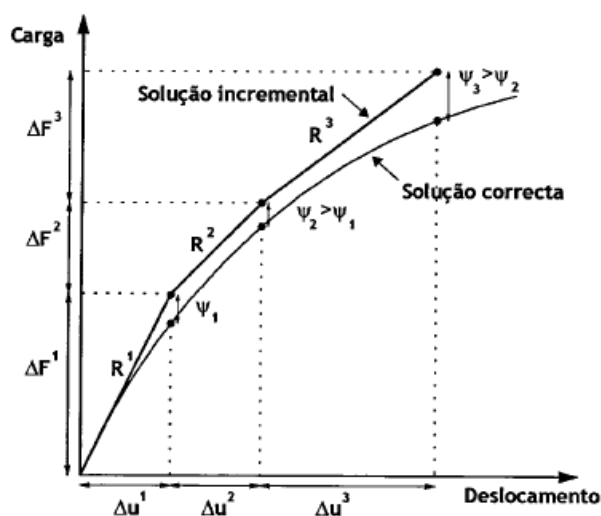


Fig. 3.1 – Método incremental (Lopes, 2004)

Como tal, a aplicação deste método exige o recurso à modelação por elementos finitos, requerendo uma discretização do meio em pequenos elementos. A discretização consiste numa divisão, não só do espaço físico em elementos finitos tridimensionais no caso geral, mas também do tempo em incrementos temporais unidimensionais, tendo em conta as formulações acopladas mecânico-hidráulica usadas.

Após a adequada discretização do meio, é necessário formular o comportamento interior dos elementos, sendo este definido pelas suas funções de forma, funções estas que definem a variação das incógnitas, de acordo com a variação nodal das mesmas. Estas funções apresentam ainda diferentes graus, determinados em função do rigor da solução numérica obtida, estabelecendo assim um número mínimo de nós que cada elemento terá que ter.

Com recurso à matriz de comportamento de cada elemento finito, é formulada uma matriz global que proporciona um sistema de equações, nas quais as incógnitas básicas são os incrementos dos deslocamentos nodais e das pressões intersticiais nos nós num determinado instante temporal, sendo assim possível determinar as deformações e tensões. De forma a garantir a continuidade do meio, é imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais de elementos adjacentes (Costa, 2005).

O presente trabalho não apresenta como objetivo a descrição exhaustiva dos métodos de discretização do espaço físico e do tempo, bem como das técnicas inerentes ao método de elementos finitos para o estabelecimento da matriz governativa, desta forma, apenas foram expostas algumas considerações gerais, remetendo-se por isso para Lewis e Screfler (1987), Borges (1995) e Potts e Zdravkovic (1999), a fim de se complementar estes conhecimentos.

Relativamente ao modelo de cálculo pelo MEF utilizado no presente estudo, e tendo presente a influência diminuta de alguns parâmetros, deve ser aqui chamada a atenção para o facto de terem sido efetuadas algumas simplificações (Borges, 1995; Costa, 2005):

- As partículas sólidas e o fluido admitiram-se como incompressíveis; esta simplificação é perfeitamente aceitável tendo em conta a sua muito baixa deformabilidade face à deformabilidade do esqueleto sólido;
- A fluência do esqueleto sólido é considerada desprezável; esta simplificação é aceitável na maioria dos casos, sendo que em solos com elevado teor de matéria orgânica as deformações por fluência são significativas;
- As deformações por efeitos químicos, térmicos ou outros que não envolvam a variação das tensões efetivas consideraram-se desprezáveis;
- As condições de fronteira hidráulicas encontram-se limitadas à imposição de determinados valores de pressão intersticial na fronteira;
- A permeabilidade é considerada como independente do índice de vazios.

Tendo em conta as simplificações admitidas e as técnicas de formulação através do MEF, o sistema de equações que rege o problema acoplado pode ser formulado matricialmente da seguinte forma (formulação para cada elemento finito espacial) (Borges, 1995):

$$\begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [L] & \theta[H]\Delta t_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_p \\ \Delta p_{wp}^e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ -[H]\{p_{wp}^e\}_{tk} \end{Bmatrix} \Delta t_k \quad (3.1)$$

Nesta equação as variáveis têm o seguinte significado:

- $[K]$ é a matriz de rigidez;
- $[L]$ é a matriz de acoplamento;
- $[H]$ é a matriz de escoamento;
- Δt_k é o incremento de tempo;
- θ é um parâmetro que define como variam os excessos de pressão intersticial ao longo do incremento de tempo;
- Δu_p representa os valores nodais dos incrementos do vetor deslocamento;
- Δp_{wp}^e corresponde aos incrementos nodais dos excessos de pressão intersticial;
- $\left\{ \frac{df}{dt} \right\}$ é o vetor das forças nodais, contemplando as forças mássicas e as forças exteriores;
- $\{p_{wp}^e\}_{tk}$ representa o vetor que compreende os valores nodais do excesso de pressão intersticial nodal instalado no início do incremento.

Os diferentes tipos de elementos utilizados no modelo numérico estão representados na Fig. 3.2, sendo: *a)* elemento de barra linear com 3 nós e incógnitas de deslocamentos em cada nó; *b)* elemento de junta com espessura nula, com incógnitas de deslocamentos em cada um dos 6 nós, para simular o comportamento de uma interface de dois materiais; *c)* elemento triangular híbrido com 3 nós nos vértices e 3 nós nos pontos médios de cada lado, com incógnitas de deslocamentos nos 6 nós e incógnitas de excessos de pressão neutra nos 3 nós de vértice, de modo a caracterizar o processo de consolidação na argila (análise acoplada); *d)* elemento triangular com 3 nós nos vértices e 3 nós nos pontos médios de cada lado, com incógnitas de deslocamentos nos 6 nós.

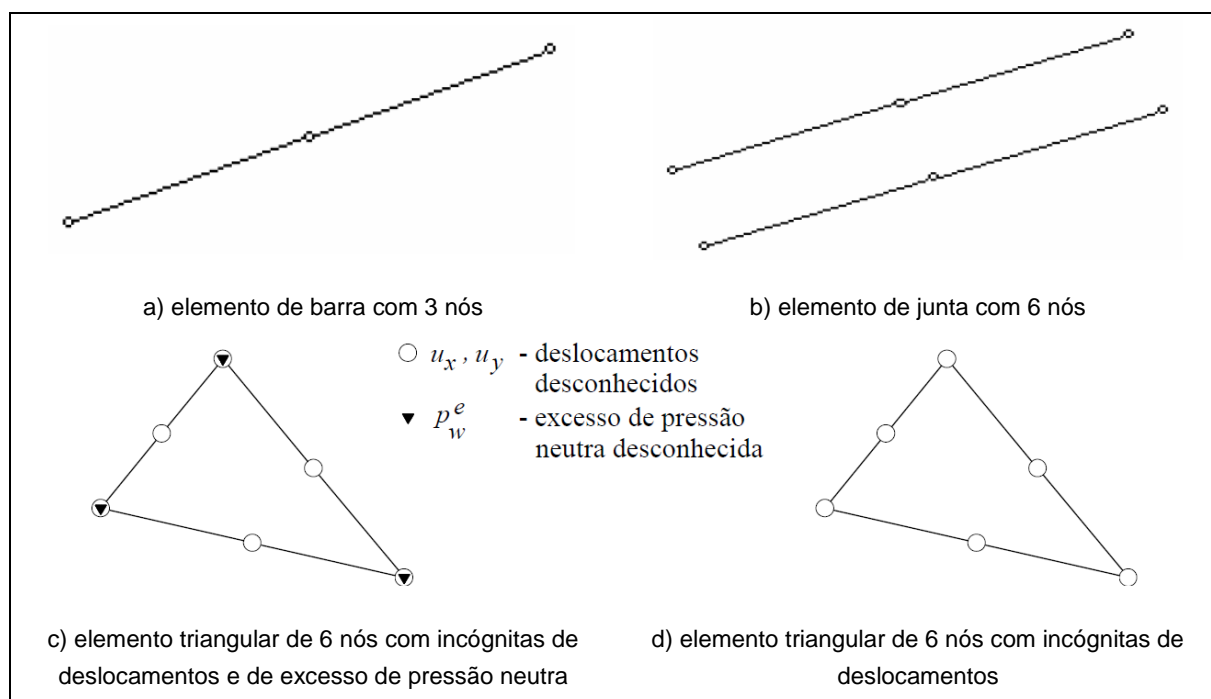


Fig. 3.2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico (adaptado de Borges, 1995)

3.4. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO. MODELO P-Q- θ

Para a simulação numérica de uma obra geotécnica é necessário a adoção de um modelo constitutivo que represente o comportamento do solo, sendo que existem inúmeros modelos passíveis de utilização em programas de elementos finitos.

O modelo constitutivo mais adequado deve simular corretamente o comportamento do solo e deve ser simples, de forma a não se tornar proibitivo, dada a quantidade de parâmetros que o constitui ou na dificuldade da sua obtenção através dos ensaios laboratoriais.

Deste modo, o presente trabalho recorreu a um dos modelos elastoplásticos de “Cambridge” que surgiram na década de 60 na Universidade de Cambridge e assentam no conceito de estado crítico e no conceito de superfície limite dos estados (Maranha das Neves, 2013). Estes modelos necessitam de um número reduzido de parâmetros para o estabelecimento das equações governativas e representam de forma adequada o comportamento real dos solos. Um carácter distintivo deste tipo de modelos é o facto de se basearem em formulações aplicáveis a meios contínuos e não em considerações de equilíbrio e cinemáticas visando planos de deslizamento particulares (Maranha das Neves, 2013).

Após um primeiro modelo de Cambridge, surgiram várias adaptações e melhorias, dando origem a novos modelos, tendo sido escolhido, para a simulação do comportamento constitutivo do solo do presente estudo, o modelo p-q- θ .

Recomenda-se, desde já, a leitura da bibliografia, nomeadamente Maranhã das Neves (2013), para uma melhor interpretação dos conceitos visados no presente capítulo.

O modelo p-q- θ estabelece a distinção entre os conceitos de cedência e de rotura última mediante a consideração da noção de estado crítico, em conjugação com uma superfície de cedência dependente das deformações plásticas. Diz-se que um solo está em estado crítico se, ao deformar-se, não existe variação de volume nem variação das tensões efetivas. Um solo sujeito a deformações distorcionais

pode entrar em cedência e continuar a deformar-se até eventualmente atingir a linha dos estados críticos, verificando-se as condições de plasticidade perfeita do solo (Borges, 1998).

3.4.1. RELAÇÃO VOLUME-TENSÃO MÉDIA EFETIVA

Segundo Borges (1995, 1998), se uma amostra de solo for submetida a compressões e descompressões isotrópicas, isto é, com variação de p e $q=0$ (em que p é a tensão média efetiva e q a tensão de desvio), a curva volume-tensão média efetiva apresenta, em geral, o aspeto representado na Fig. 3.3. Na teoria do estado crítico, em conformidade com os resultados experimentais, as curvas de compressão virgem (primeira carga), descompressão e recompressão assumem-se lineares no referencial $(\ln p, v)$ (ver Fig. 3.4), sendo v o volume específico do solo, ou seja, o volume de solo que contém uma unidade de volume de material sólido ($v=1+e$, em que e é o índice de vazios). Em particular, a equação da linha de consolidação isotrópica (ou linha de compressão isotrópica virgem) é dada por:

$$v = N - \lambda \ln p \quad (3.2)$$

em que λ e N são parâmetros característicos do solo: λ é o declive da linha no referencial $(\ln p, v)$ e N corresponde ao valor de v quando $\ln p=0$, isto é, $p=1$ (ver Fig. 3.4). Por outro lado, as equações das linhas de descompressão ou recompressão (linhas k) são do tipo:

$$v = v_k - k \ln p \quad (3.3)$$

em que k é uma constante do solo (declive das linhas k) no referencial $(\ln p, v)$, e v_k depende da linha descompressão-recompressão em que o estado do solo se move, mas mantém-se constante enquanto esse estado se desloca para cima ou para baixo na mesma linha (ver Fig. 3.4).

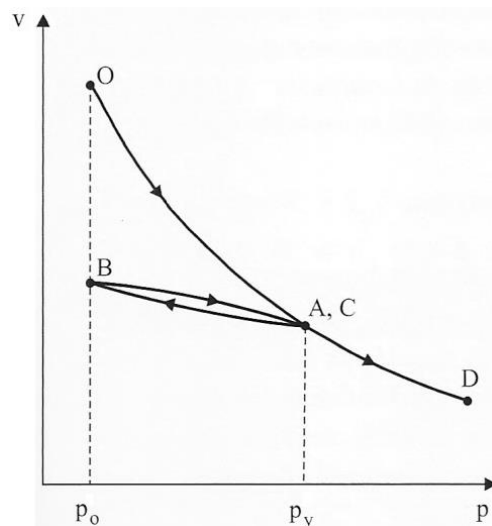


Fig. 3.3 – Curvas típicas, no referencial (p, v) , de compressão, descompressão e recompressão isotrópicas (adaptado de Maranha das Neves, 2013)

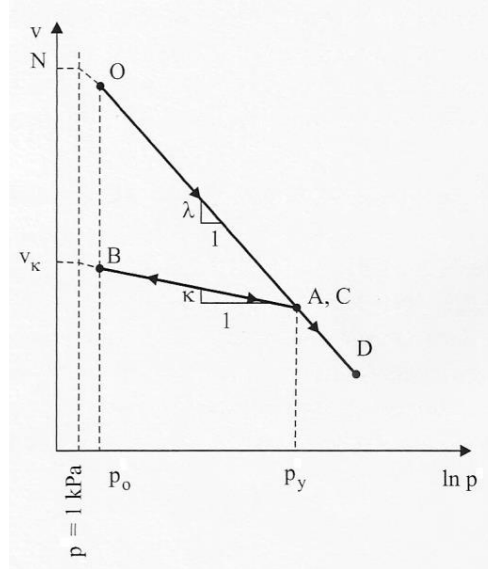


Fig. 3.4 – Curvas teóricas, na teoria de estados críticos, de compressão, descompressão e recompressão no referencial $(\ln p, v)$ (adaptado de Maranhã das Neves, 2013)

3.4.2. LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS

Segundo a teoria dos estados críticos, quando uma amostra de solo é sujeita a tensões de desvio, ela tende a aproximar-se da linha dos estados críticos (LEC), definida pelas seguintes equações (Borges, 1998):

$$q = Mp \quad (3.4)$$

correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, sem coesão, e por:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p \quad (3.5)$$

em que Γ é uma constante característica do solo correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão $p=1 \text{ kPa}$ e M é função do invariante θ e do ângulo de atrito efetivo ϕ' (definido em termos de tensões efetivas):

$$M = \frac{3 \operatorname{sen} \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \operatorname{sen} \phi' \operatorname{sen} \theta} \quad (3.6)$$

As equações (3.4), (3.5) e (3.6) definem, no referencial (p, v, q) , a linha dos estados críticos. Na Fig. 3.5 representa-se esquematicamente essa linha para estados de tensão em que θ (ou M) permanece constante.

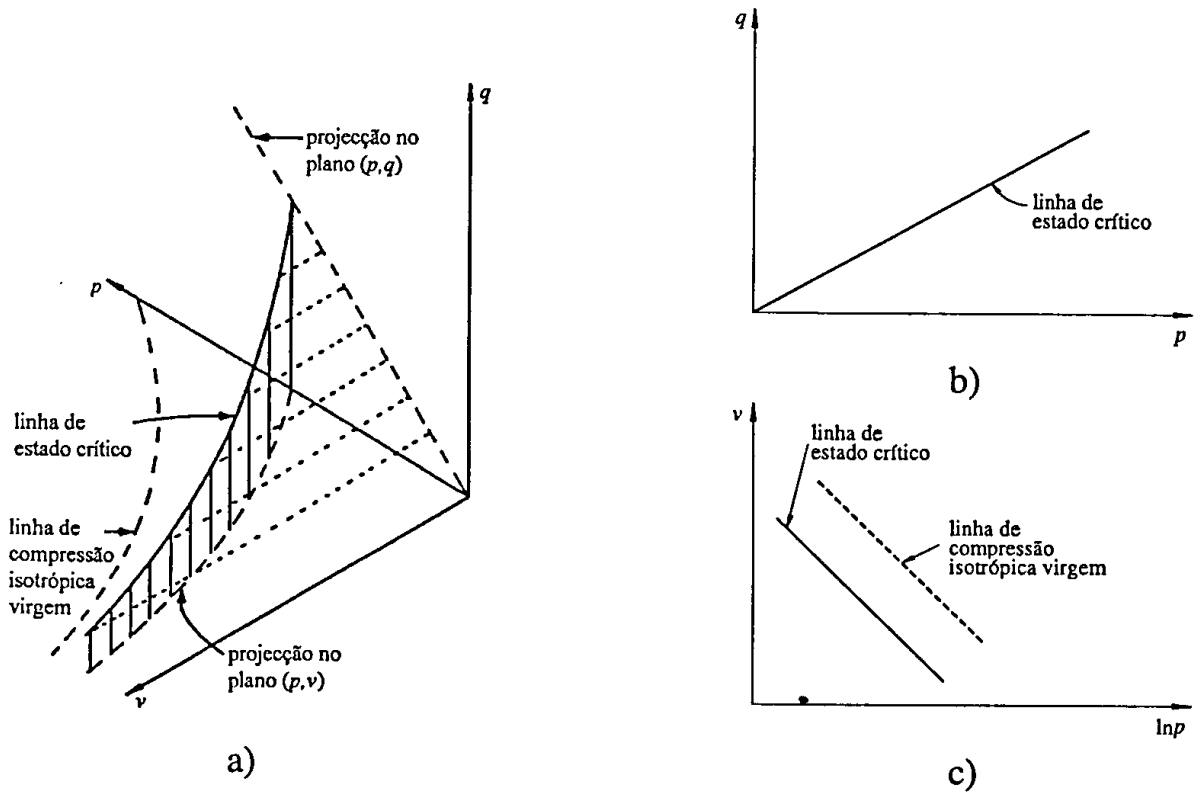


Fig. 3.5 – Linha de estados críticos nos referenciais: a) (p, v, q) ; b) (p, q) ; c) $(\ln p, v)$ (Borges, 1995)

3.4.3. SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA

De forma a compreender e ilustrar o modelo p-q- θ , são apresentadas as Fig. 3.6 e Fig. 3.7. Nestas é possível observar o modelo no espaço das tensões principais efetivas (Fig. 3.6), onde se identificam as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo, bem como no referencial de coordenadas p-q (Fig. 3.7) (sendo p a tensão média efetiva e q a tensão de desvio) no qual a função de cedência é uma elipse, traduzida pela seguinte equação (Costa, 2005):

$$f = (p - \alpha_p)^2 + \left(\frac{q}{n}\right)^2 - a^2 = 0 \quad (3.7)$$

em que: α_p e a são função das deformações volumétricas plásticas, ε_v^p , e correspondem respetivamente à coordenada p do centro da elipse e ao comprimento do semi-eixo da elipse no eixo p; n é função do invariante θ , e corresponde à razão de eixos da elipse nas direções q e p, sendo dado pela expressão:

$$n(\theta) = \frac{M\alpha_p}{a} \quad (3.8)$$

O parâmetro p_c designa-se por tensão de pré-consolidação isotrópica e é igual ao somatório de α_p com a .

Como foi demonstrado por Borges (1995), as grandezas α_p , a e p_c estão relacionadas pelas seguintes expressões:

$$p_c = \left(e^{\frac{N-\Gamma}{\lambda-k}} \right) \alpha_p \quad (3.9)$$

$$a = \left(e^{\frac{N-\Gamma}{\lambda-k}} - 1 \right) \alpha_p \quad (3.10)$$

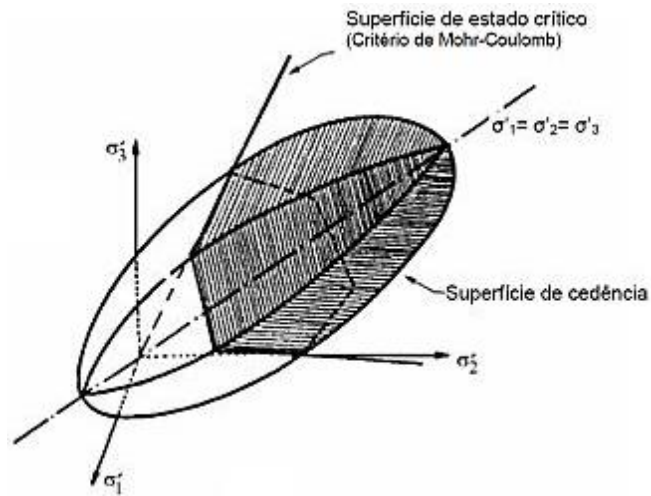


Fig. 3.6 - Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q-θ no espaço das tensões principais efetivas (Borges, 1995)

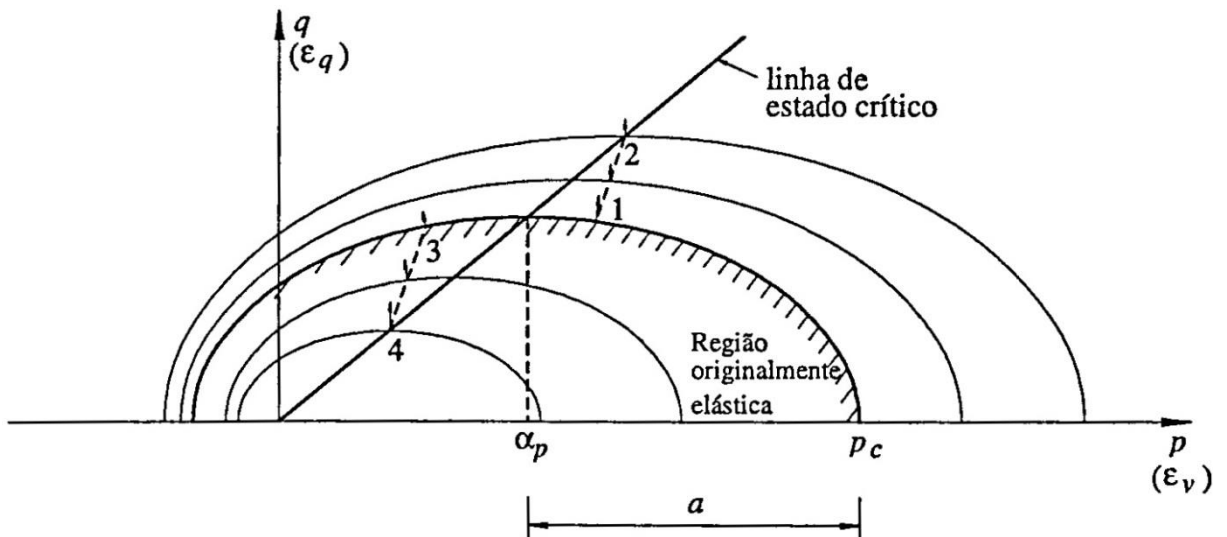


Fig. 3.7 - Superfícies de cedência do modelo p-q-θ (no referencial p,q) (Borges, 1995)

Durante a cedência e à medida que solo sofre deformações plásticas, a superfície de cedência modifica-se, isto é, contrai ou expande consoante o solo amolece ou endurece, respetivamente. De

forma a entender este fenómeno, apresenta-se na Fig. 3.7, o vetor das deformações plásticas, normal à superfície de cedência, referente à trajetória 1-2, que produz uma diminuição de volume determinando o endurecimento do solo; esta diminuição do volume ao atingir a posição 2, faz com que cessem as deformações volumétricas, sendo que a partir daí o solo comporta-se como fluido friccional com volume constante. Em contrapartida, a trajetória 3-4 corresponde a um comportamento com amolecimento simulado pelo modelo, sendo que, devido à dilatação do material verifica-se na figura uma diminuição de tamanho por parte da elipse, atingindo-se no ponto 4 o limite correspondente a variação do volume nula.

Aconselha-se, do mesmo modo, a leitura da bibliografia (Borges, 1995 e Costa, 2005) para uma melhor compreensão dos conceitos e das equações inerentes ao modelo numérico utilizado no presente trabalho.

3.4.4. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO P-Q- θ

Como referido anteriormente, o que leva à escolha deste modelo, para a simulação numérica de obras geotécnicas, é fundamentalmente devido a dois aspetos fundamentais, por um lado a caracterização realista do comportamento global do maciço, e por outro lado o recurso a um número mínimo de parâmetros geotécnicos necessários para caracterização do solo no modelo (Monteiro, 2011).

Os parâmetros necessários à definição do modelo devem ser determinados com grande rigor, de modo a garantir que a modelação seja o mais exata possível, sendo que os mesmos são, geralmente, obtidos através de ensaios laboratoriais de boa qualidade, relativamente simples e usuais da Mecânica dos Solos Clássica. No caso de se tratar da modelação de obras reais é ainda desejável a realização de ensaios *in situ* complementares, de forma a acrescentar informação aos ensaios laboratoriais (Borges, 1995).

No que respeita aos parâmetros do modelo, eles podem ser divididos em dois grupos, o primeiro dos quais constituído pelos parâmetros independentes da história de tensão a que o maciço foi sujeito, designados por parâmetros que traduzem as características intrínsecas do material (ϕ' , Γ , N , k , λ); o segundo grupo é constituído pelos parâmetros que dependem da história de tensões, ou seja o grau de sobreconsolidação (OCR) e o coeficiente de impulso em repouso, (k_0) (Gunn, 1996; Costa, 2005).

Relativamente à determinação dos primeiros parâmetros, o ângulo de atrito (ϕ') é, geralmente, determinado através de ensaios triaxiais drenados ou não drenados com medição de pressões intersticiais. Estes ensaios devem ser prolongados até se atingirem grandes deformações, de forma a garantir que a amostra se encontra próxima do estado crítico.

Os parâmetros de compressibilidade (λ e k) podem ser determinados com recurso a ensaios edométricos ou ensaios triaxiais em amostras consolidadas isotropicamente (recordar Fig. 3.4 ou ver Fig. 3.8), ou com uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso em repouso (k_0) (Borges, 1998).

Em ensaios de compressão unidimensional, é prática corrente a representação dos resultados em termos de e (índice de vazios) e $\log \sigma'_v$, sendo σ'_v a tensão efetiva vertical. Neste referencial, os declives das linhas de compressão virgem e descompressão-recompressão são os denominados índices de compressibilidade C_c e recompressibilidade C_r , os quais estão relacionados com λ e k pelas seguintes expressões:

$$\lambda = \frac{c_c}{\ln 10} \quad (3.11)$$

$$k = \frac{c_r}{\ln 10} \quad (3.12)$$

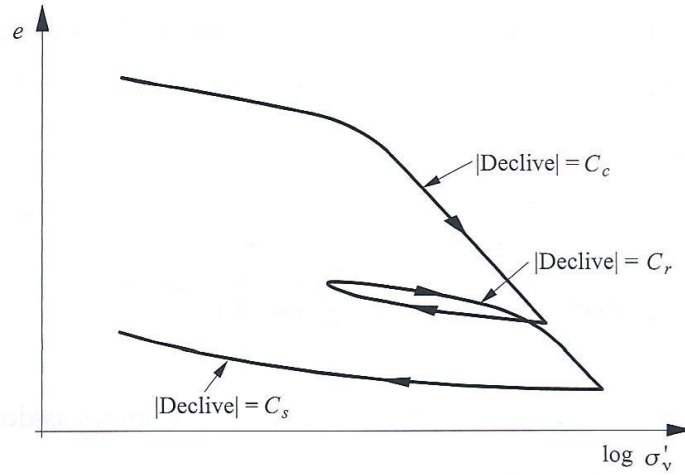


Fig. 3.8 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo – diagrama $\log \sigma'_v - e$ (Matos Fernandes, 2006)

Quanto aos parâmetros Γ e N , estes correspondem às ordenadas na origem no referencial $\ln p - v$ da linha de compressão isotrópica virgem e da linha dos estados críticos (LEC). Por conseguinte, o parâmetro N pode ser obtido através dos ensaios triaxiais correspondentes à primeira das linhas referidas e o parâmetro Γ pode ser estabelecido a partir dos ensaios executados para determinação do ângulo de atrito ϕ' , definindo a linha dos estados críticos através de uma reta que aproxime os diversos valores de $(\ln p, v)$ correspondentes às diferentes situações de rotura última (estado crítico) ensaiadas (Borges, 1998).

4

PROBLEMA BASE

4.1. CARATERIZAÇÃO DO PROBLEMA

4.1.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO

No presente capítulo será analisado um problema-tipo representativo de uma obra de escavação escorada executada num centro urbano. A escavação tem de profundidade 12,0 m, 14,0 m de largura e um desenvolvimento (L) bastante superior à largura transversal, pelo que se pode considerar uma análise em estado plano de deformação. O sistema de contenção é constituído por paredes moldadas de betão armado desde a superfície até uma profundidade de 19,0 m com 1,2 m de espessura estabilizadas por 3 níveis de escoramento durante o processo de escavação, às profundidades de 1,0 m, 5,0 m e 9,0 m e com 4,0 m de espaçamento longitudinal, como se pode observar pelas figuras Fig. 4.1 e Fig. 4.2. As características das escoras e seu dimensionamento serão abordados oportunamente.

Na base de escavação foi considerada a execução de uma laje de fundo de colunas de *jet grout*, previamente à escavação, visto que esta técnica melhora exponencialmente o comportamento da obra, no que diz respeito aos deslocamentos da estrutura de contenção e do maciço suportado e aos esforços na parede de contenção. A espessura de 2,0 m da laje foi adotada tendo em vista os resultados de estudos de vários autores, como por exemplo Pinto (2008), Mateus (2010) e Monteiro (2011).

O maciço onde ocorre a escavação é composto por um estrato de argila mole com uma camada sobreconsolidada à superfície com 4,0 de espessura resultante do processo natural de alteração da posição do nível freático. Esta camada superficial é comum nas zonas geotécnicas aluvionares e tem características mecânicas diferentes do restante maciço devido ao baixo índice de vazios e elevada compacidade (ver Fig. 4.1). O maciço argiloso encontra-se sobrejacente a um estrato rígido (argila muito dura).

Considerou-se também que a escavação é realizada a um ritmo constante de 1,0 m em 2 dias, ou seja, tempo total de 24 dias para a simulação da escavação, para tentar corresponder aos condicionalismos de execução de uma obra real. Costa (2005) verificou que após 25 dias de escavação, o levantamento do fundo da escavação apresentava um acréscimo significativo, denunciando o efeito da consolidação num curto espaço de tempo, mesmo tendo o maciço uma condutividade hidráulica muito baixa, como tal, optou-se no presente trabalho por considerar o fator tempo ao longo do período de construção.

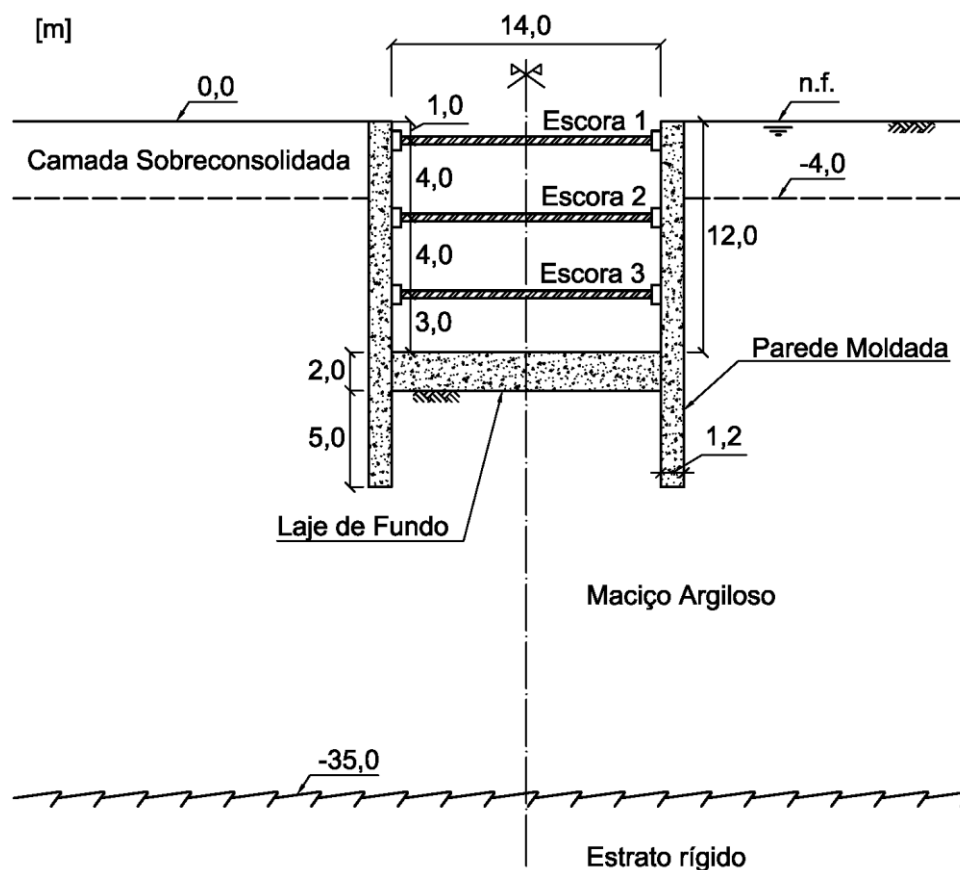


Fig. 4.1 – Características da escavação – problema base

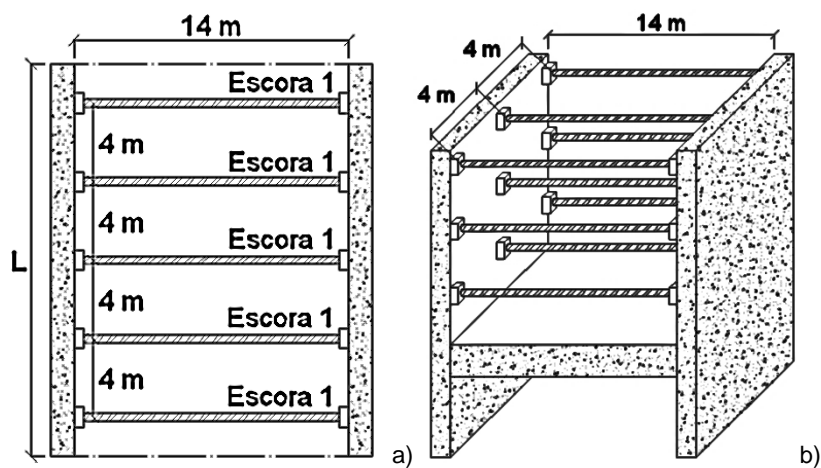


Fig. 4.2 – Vista em planta da escavação (a) e esquema em perspectiva (b)

O processo construtivo da obra de escavação escorada analisada apresenta-se esquematizado na Fig. 4.3.

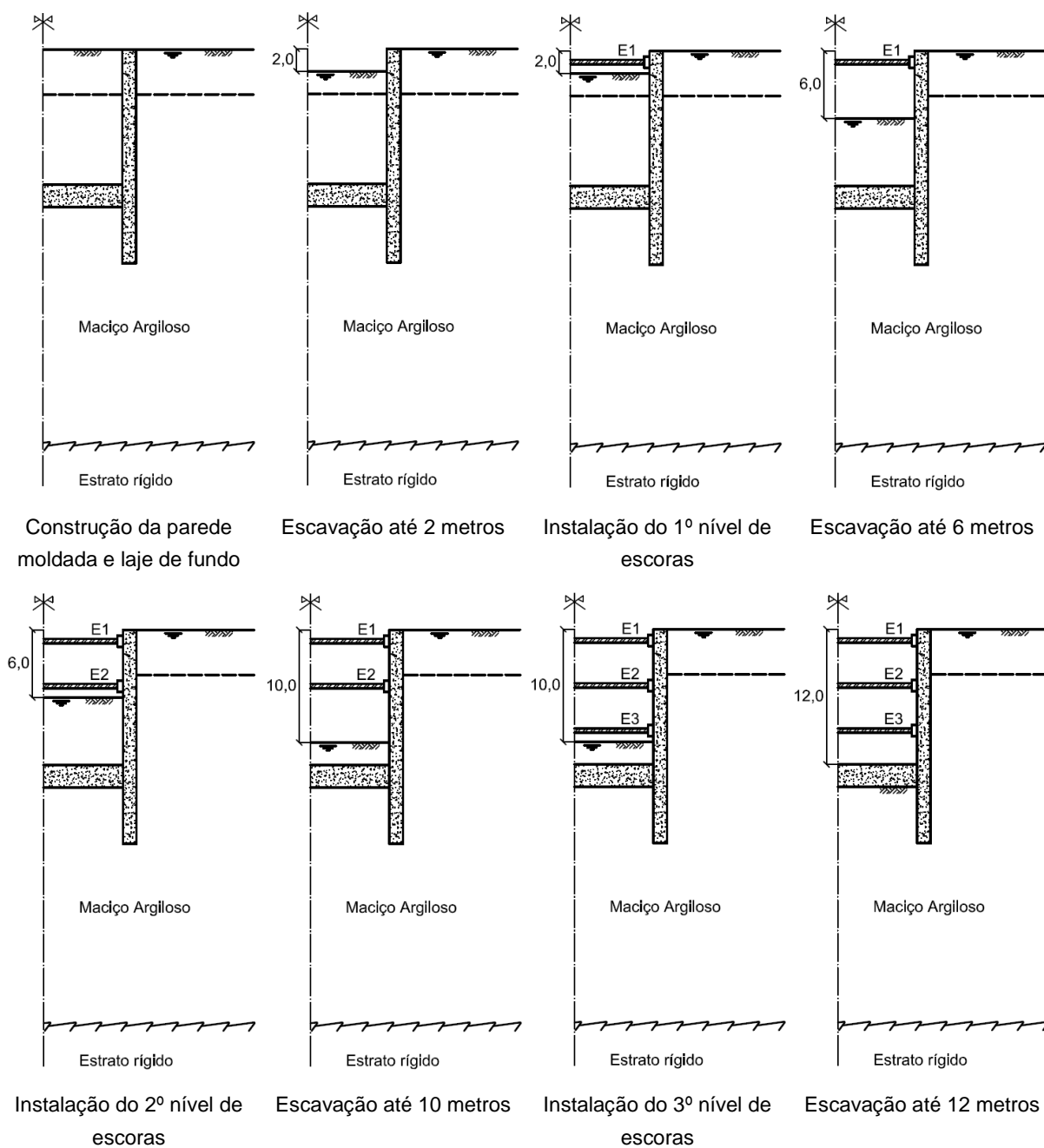


Fig. 4.3 – Processo construtivo da obra

Estabelecidas as características do problema, procede-se à simulação da obra com recurso a uma modelação por elementos finitos (análise em estado plano de deformação) pelo modelo numérico já referido. A malha de elementos finitos, utilizada no cálculo, está representada na Fig. 4.4 na qual se pode observar a disposição e dimensão dos elementos finitos e o refinamento da malha nas zonas da interface solo-parede, da superfície, da laje de fundo e da zona de escavação, onde é previsto a existência de deslocamentos e de gradientes de tensão e hidráulicos maiores. A discretização do meio é composta por 7650 elementos dispostos da seguinte forma:

- Estrato de argila mole: 6908 elementos triangulares de 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos e incógnitas de excesso de pressão neutra (análise com consolidação);
- Parede moldada: 392 elementos triangulares com 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos;
- Laje de fundo em *jet grout*: 336 elementos triangulares com 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos;
- Escoras: 6 elementos de barra com 3 nós (nas extremidades e no meio);
- Interface laje-parede: 8 elementos de junta (espessura nula) com 6 nós.

Não foram utilizados elementos de junta na interface solo-parede, tendo-se refinado a malha junto à parede com 4 fiadas de elementos finitos de solo, com 5 cm de espessura, para assegurar resultados realistas. Deste modo, pode-se considerar que a resistência ao corte na interface solo-parede é igual à resistência não drenada inicial do solo, o que vai de encontro com o proposto por Matos Fernandes (1983). Azevedo (2010), comparando os resultados de uma escavação escorada, com e sem elementos de junta, usando o mesmo programa de elementos finitos (RECRIB) que o presente trabalho, verificou que os resultados são idênticos uma vez que o comportamento elastoplástico do modelo utilizado para o solo (modelo p-q- θ) capta adequadamente o comportamento da interface solo-parede com o refinamento da malha considerado. Apenas se considerou elementos de junta na interface laje-parede para permitir o escorregamento entre aqueles dois elementos, uma vez que, devido ao processo construtivo, não existe ligação efetiva entre a laje de *jet grout* e a parede (que foram modelados com comportamento elástico).

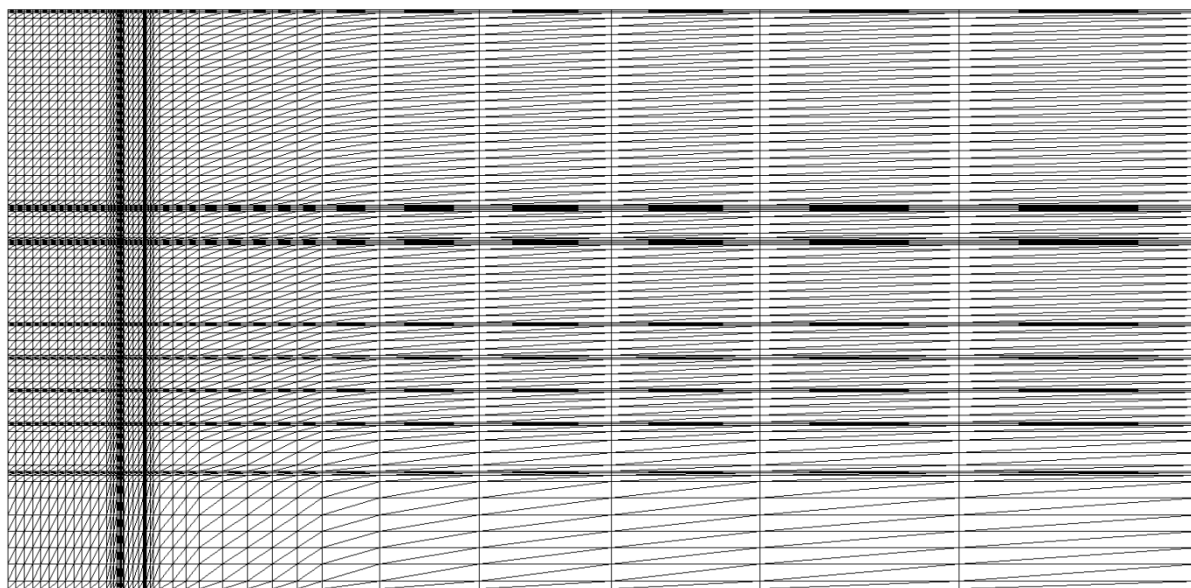


Fig. 4.4 – Malha de elementos finitos

Relativamente às condições de fronteira na malha de elementos finitos, a nível de deslocamentos e de excessos de pressão neutra, foi considerado o seguinte:

- Deslocamentos horizontais nulos nos nós coincidentes com o eixo de simetria do problema (fronteira lateral esquerda);
- Deslocamentos horizontais nulos nos nós da fronteira lateral direita, situada a 65 m da escavação, valor um pouco menor do que as análises de Costa (2005) demonstraram: para

uma distância de 6 vezes a profundidade de escavação, a perturbação do estado de tensão deixa de ter significado, ou seja, os deslocamentos podem ser considerados nulos;

- Deslocamentos horizontais e verticais nulos a 35 m de profundidade para simular a indeformabilidade do estrato rígido (fronteira inferior);
- Excessos de pressão neutra nulos (nível freático) na superfície (fronteira superior).

4.1.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Os valores dos parâmetros característicos do modelo p-q- θ (ver Quadro 4.1) utilizado para modelação do maciço argiloso mole foram os mesmos adotados pelos autores Costa (2005), Pinto (2008), Monteiro (2011) e Matos Fernandes et al. (2012) que correspondem aos utilizados por Finno et al. (1991) numa escavação realizada nos solos moldes de Chicago. É importante adotar parâmetros semelhantes a estudos com diferentes geometrias e estruturas de contenção para ser possível comparar a evolução dos estados de tensão e de deformação no maciço argiloso.

Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo p-q- θ

λ	k	N	Γ	$\phi'(^{\circ})$
0,18	0,025	3,158	3,05	26

Sendo que o significado de cada parâmetro é o seguinte:

- λ – Declive da linha de compressão isotópica em 1ª carga no referencial $\ln p - v$, sendo p a tensão média efetiva e v o volume específico ($v=1+e$, em que e é o índice de vazios);
- k – Declive das linhas descompressão-recompressão isotrópica no referencial $\ln p - v$;
- N – Volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa;
- Γ - Volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efetiva de 1 kPa;
- ϕ' – Ângulo de atrito em tensões efetivas

Quadro 4.2 – Características do maciço argiloso mole

γ (kN/m ³)	v'	z (m)	K_0	c_u (kPa)
16	0,25	0-4	0,9-0,5	13-6,7
		≥ 4	0,5	$0,28\sigma'_{v0} = 1,68z$

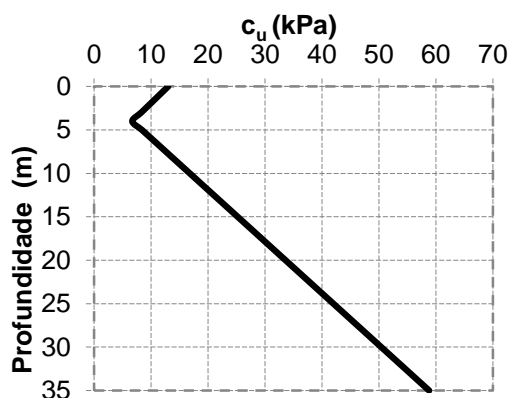


Fig. 4.5 – Evolução em profundidade da resistência não drenada da argila mole

O estado de tensão inicial foi considerado geostático, tendo a argila mole 16 kN/m^3 de peso volúmico (γ); para profundidades superiores ou iguais a 4 m, o coeficiente de impulso em repouso (k_0) é igual a 0,5 e o grau de sobreconsolidação (OCR) tem o valor de 1,0. As restantes características do maciço apresentam-se no Quadro 4.2.

Assumiu-se um comportamento elástico, linear e isotrópico para o betão das paredes moldadas, para a laje de fundo e para as escoras. Os valores do peso volúmico, módulo de elasticidade, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson encontram-se nos quadros abaixo. No que respeita às escoras, o material escolhido foi aço Fe360, com tensão resistente de cálculo de 235 MPa, e o pré-dimensionamento teve em conta a encurvadura de perfis tubulares, considerando a tensão horizontal constante em profundidade de valor $\gamma h - 4c_u$ (simplificação dos diagramas de pressões de terras de Terzaghi e Peck (1967) da Fig. 4.6) no comprimento de influência na vertical de cada nível de escoras, sendo h a profundidade da escavação (12 m) e c_u o valor da resistência não drenada da argila ao nível de cada apoio das escoras (ver Fig. 4.8). Os perfis tubulares escolhidos têm diâmetro 457 mm e espessura variável: 25 mm para a escora 1 e 3 e 32 mm para a escora 2. O afastamento longitudinal de 4 m é um valor razoável para uma situação real, pois permite a introdução dos diversos equipamentos na escavação.

Quadro 4.3 – Características da parede

Espessura (m)	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	E (GPa)	G (GPa)	ν
1,2	25	18	7,5	0,2

Quadro 4.4 – Características da laje de fundo

Espessura (m)	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	E (MPa)	G (MPa)	ν
2	22	150	62,5	0,2

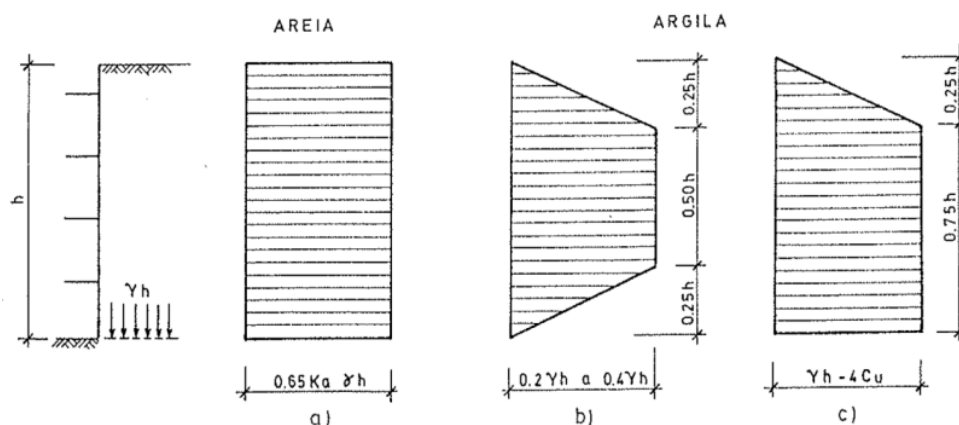


Fig. 4.6 – Diagramas de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas (Matos Fernandes, 1990)

A Fig. 4.7 mostra a simplificação adotada por Terzaghi e Peck (1967) para o cálculo dos diagramas de pressões aparentes sobre os níveis de escoramento para o seu dimensionamento, apresentando-se a Fig. 4.8 com o adotado para o presente problema.

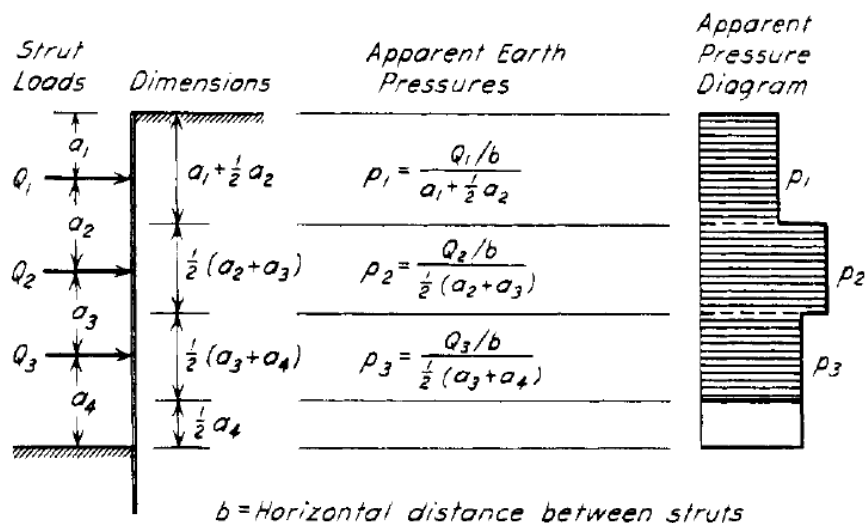


Fig. 4.7 – Método de cálculo do diagrama de pressões aparentes a partir da carga Q de cada escora em escavações (Terzaghi e Peck, 1967)

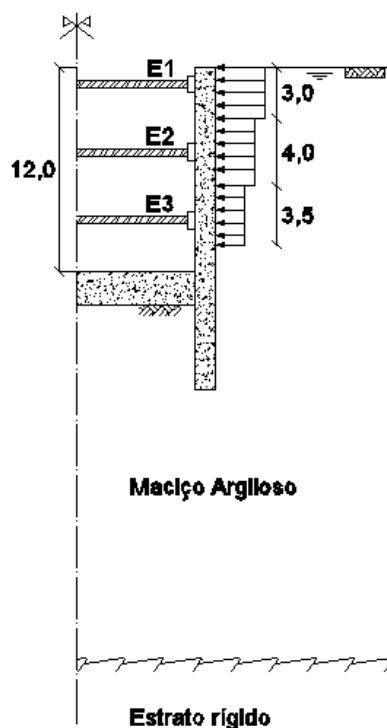


Fig. 4.8 – Esquema dos diagramas de pressões aparentes aplicados na parede para dimensionamento das escoras

Dada a diferença, constatada na observação de diversas obras, entre a rigidez teórica e a efetiva das escoras devido a folgas nas suas ligações à parede, tomou-se como rigidez efetiva metade da rigidez teórica, tal como sugerido por O'Rourke (1992) e adotado também por outros autores, Pinto (2008) e Mateus (2010).

No Quadro 4.5 estão ilustrados os perfis tubulares obtidos no pré-dimensionamento e considerados na análise numérica para as escoras.

Quadro 4.5 – Escoras

Escora	H _{cálculo} (m)	Perfil	Diâmetro exterior (m)	Espessura (m)
1	3,0	D 457 / 25	0,457	0,025
2	4,0	D 457 / 32	0,457	0,032
3	3,5	D 457 / 25	0,457	0,025

4.1.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

É também importante definir as condições hidráulicas presentes no problema em estudo, pelo que o nível freático foi considerado à superfície do maciço argiloso. Este tem um comportamento isotrópico quanto à permeabilidade, com um coeficiente de permeabilidade igual em todas as direções ($k=k_x=k_y$) de valor 10^{-9} m/s.

Admitiu-se que a laje de fundo tem “furos de alívio” que permitem a percolação da água de modo a evitar sobrepressões a longo prazo na face inferior da laje, sendo a água recolhida através de bombas na base da escavação. Como o material escolhido para a laje é definido por elementos sem consolidação, não sendo possível impor pressão nula nos nós da parte superior da laje, é necessário introduzir uma pressão de 20 kPa (condição fronteira) nos pontos da superfície inferior da laje, que permite simular a água presente nos “furos de alívio” da laje (Fig. 4.9).

A parede moldada é igualmente constituída por elementos sem consolidação, ou seja é impermeável e as fronteiras laterais e inferior são também consideradas como impermeáveis para truncagem do meio e porque a fronteira esquerda coincide com o eixo de simetria do problema.

À medida que é realizada a escavação, é imposta uma condição fronteira correspondente à retirada do solo e da água por cada metro de escavação (rebaixamento do nível freático no lado escavado). Para o cálculo numérico considerou-se que cada metro de escavação seria um bloco de incrementos constituído por 50 incrementos (incrementos correspondentes a 2 cm de escavação) durante 2 dias, como já referido.

É de realçar ainda que no período pós-construção são mantidas as posições do nível freático do final da escavação, ocorrendo percolação, do lado suportado para o lado escavado, a contornar o pé da parede.

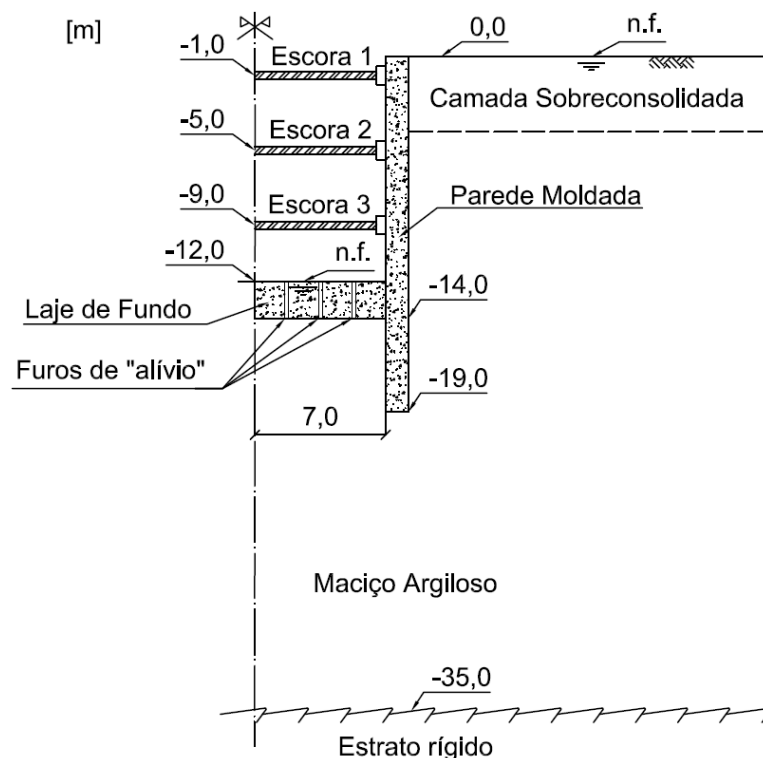


Fig. 4.9 – Condições hidráulicas da obra

4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.2.1. INTRODUÇÃO

De seguida serão analisados e comentados os resultados da modelação numérica, divididos por duas fases: período de construção e período pós-construção.

Como se sabe, a execução de uma escavação provoca alterações nos estados de tensão efetiva (esqueleto sólido) e de pressões neutras (fluido intersticial) no maciço e é necessário fazer um estudo adequado ao problema. Sendo a permeabilidade do maciço argiloso baixa e o período de construção curto, pode-se considerar que a modelação acoplada do período de escavação resulta em condições aproximadamente não drenadas, de modo que as deformações induzidas têm carácter essencialmente distorcional. Serão apresentados os resultados para 6 diferentes níveis de escavação: 2 m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m e 12 m (final da escavação).

Após o período de escavação, dá-se a transferência de carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido (consolidação) até ser de novo estabelecido o regime hidrostático ou um escoamento permanente, como é o caso (Alves, 2012). Neste período de pós-construção irá ocorrer a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados pela remoção das terras, induzindo-se deformações volumétricas no maciço argiloso (Costa, 2005). Foram escolhidos 7 diferentes períodos de tempo após a construção para a análise: 1 mês, 6 meses, 1 ano, 2 anos, 5 anos, 10 anos e 15 anos (final da consolidação).

Optou-se então por apresentar figuras coloridas, a uma escala de 10 cores compreendidas entre os valores mínimo e máximo de cada estado de tensão em análise, para uma melhor compreensão da sua evolução ao longo da escavação e da consolidação.

Apresenta-se ainda graficamente as alterações na estrutura de contenção, nomeadamente os deslocamentos, esforços axiais nas escoras, momentos fletores na parede, esforços na laje de fundo e pressões de terras sobre as faces da parede.

4.2.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

4.2.2.1. Evolução do estado de tensão

Com o decorrer da escavação, ocorrem no solo variações de tensões no esqueleto sólido (tensões efetivas) e na água (pressões neutras), como tal, é necessário estudar a evolução destas duas parcelas separadamente para uma melhor interpretação.

Primeiramente, pode-se observar a alteração dos excessos de pressão neutra (diferença entre a pressão neutra num determinado instante e a pressão neutra inicial antes da escavação num determinado ponto) na Fig. 4.10 e as pressões neutras no maciço na Fig. 4.11 para diferentes fases da escavação.

Da observação da Fig. 4.10 e da Fig. 4.11, que complementa a primeira, é possível concluir o seguinte:

- Em todas as fases de escavação, geram-se excessos de pressão neutra negativos devido à diminuição da pressão média associada à remoção das terras. Abaixo da base de escavação, tomam valores absolutos próximos do peso das terras e água sobrejacentes retiradas e são tanto maiores quanto maior a profundidade de escavação;
- Os valores absolutos mais elevados situam-se junto à base de escavação em cada fase, visto que é nesta zona que se verifica uma maior diminuição da tensão média total;
- Os incrementos negativos de pressões neutras tendem a ser mais elevados junto ao eixo de simetria na zona subjacente à escavação, como referido no ponto anterior, diminuindo em profundidade;
- Relativamente ao lado suportado do maciço abaixo da extremidade da parede, verifica-se a geração de excessos de pressão neutra negativos de ordem de grandeza menor em comparação ao lado escavado, devendo-se à menor descompressão do maciço nesta zona;
- Os valores dos excessos de pressão neutra no lado suportado acima da extremidade da parede são reduzidos devido à presença da estrutura de contenção. Esta, se for a adequada e bem dimensionada, com deslocamentos pouco expressivos e sendo impermeável, desempenha um papel importante na redução da descompressão do maciço, que se reflete na diminuição da alteração do estado de tensão.

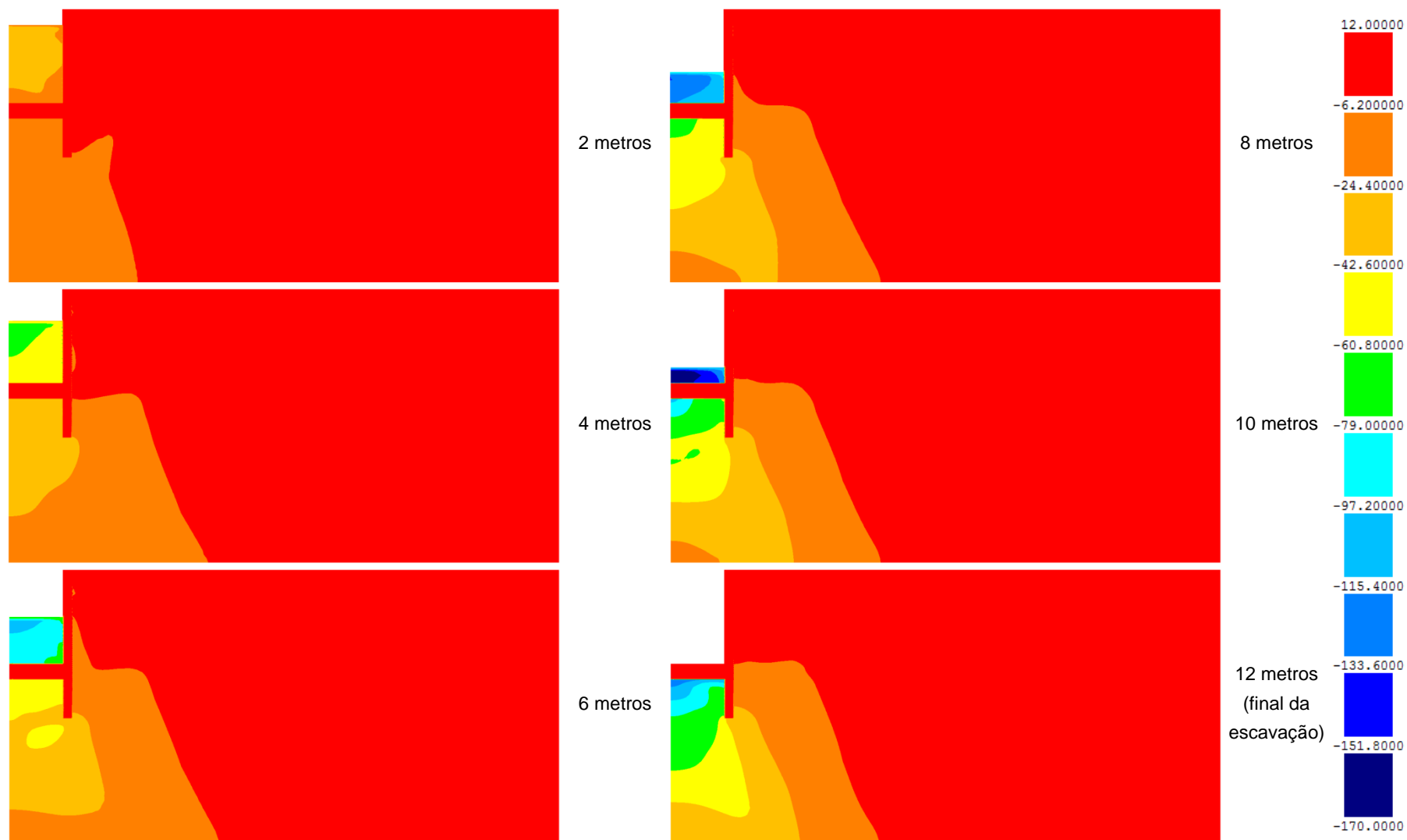


Fig. 4.10 - Excessos de pressão neutra (kPa) ao longo da escavação

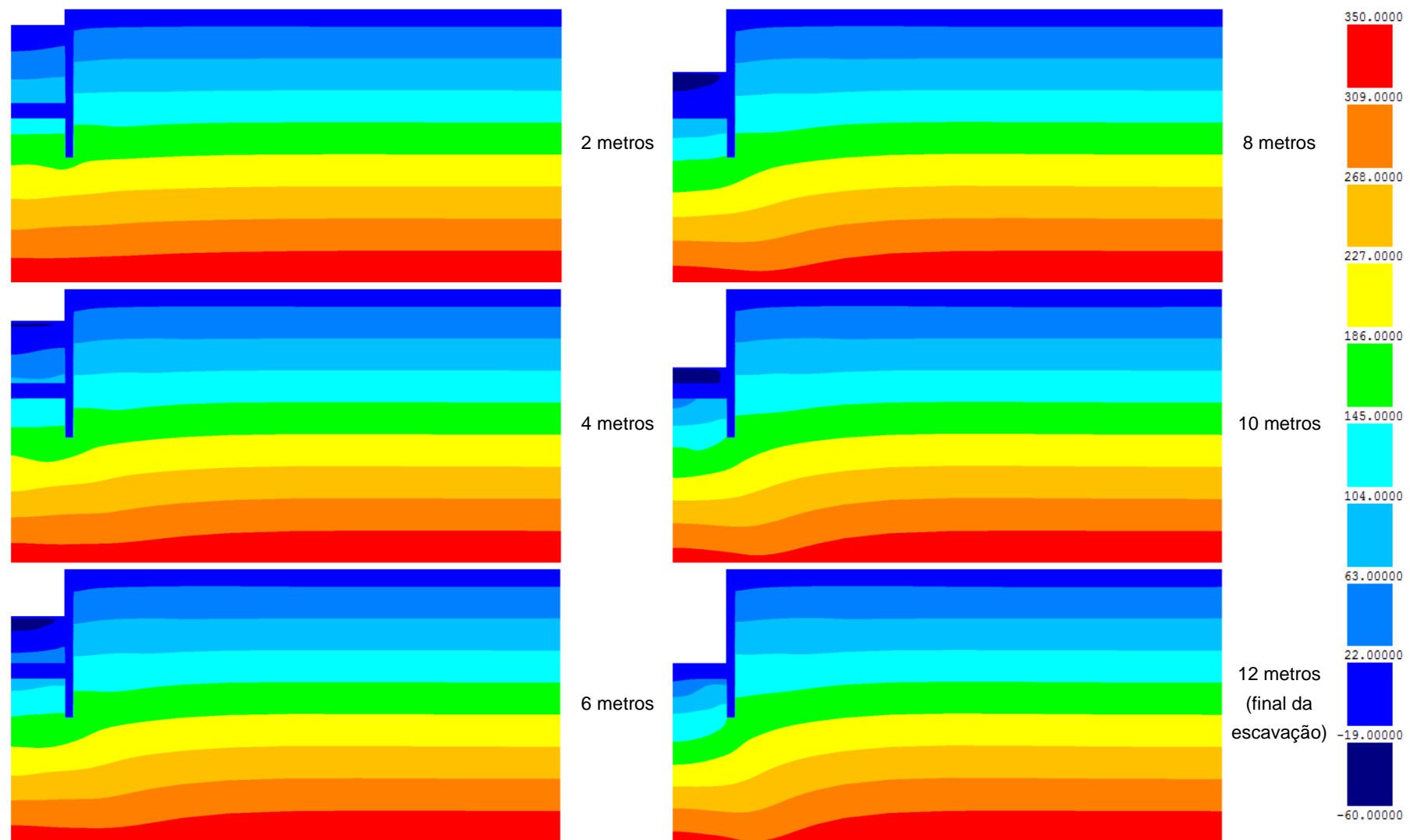


Fig. 4.11 - Pressões neutras (kPa) ao longo da escavação

Nas figuras Fig. 4.12 e Fig. 4.13 estão representadas as tensões efetivas horizontais e verticais, respetivamente. Analisando a primeira, é possível tirar as seguintes conclusões:

- Ao longo da escavação, verifica-se um aumento da tensão efetiva horizontal no maciço do lado escavado, principalmente na zona abaixo da laje de *jet grout*, devido à diminuição da tensão média total associada à remoção das terras (diminuição da tensão total vertical);
- Na zona escavada do maciço acima da laje de fundo, ocorre diminuição da tensão em análise junto ao eixo de simetria e aumento junto à parede, visto que os deslocamentos da mesma induzem um aumento de tensão horizontal no solo adjacente;
- O valor máximo da tensão efetiva horizontal ocorre no final da escavação;
- Verifica-se uma diminuição da tensão efetiva horizontal na zona abaixo da extremidade inferior da parede do lado suportado do maciço.

Quanto às tensões efetivas verticais (Fig. 4.13), conclui-se que:

- Ocorre uma diminuição da tensão efetiva vertical no maciço escavado junto à parede de contenção, ao longo da escavação;
- No lado suportado do maciço, a variação da tensão efetiva vertical é pouco expressiva;
- Na zona abaixo da laje de *jet grout*, verifica-se uma diminuição da tensão efetiva vertical.

Relativamente às tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no maciço argiloso ao longo da escavação representadas na Fig. 4.14, tecem-se os seguintes comentários:

- Verifica-se um aumento significativo das tensões de corte na zona abaixo da extremidade inferior da parede, diminuindo à medida que a distância à mesma aumenta;
- Regista-se também um aumento de tensões de corte na zona escavada junto à parede acima e abaixo da laje de *jet grout*;
- Nas zonas referidas nos pontos anteriores, as direções vertical e horizontal deixam de ser direções principais de tensão devido ao aumento das tensões de corte, facto que se poderá confirmar à frente através da observação da Fig. 4.17.
- Globalmente, as tensões de corte aumentam em profundidade à medida que a escavação progride.

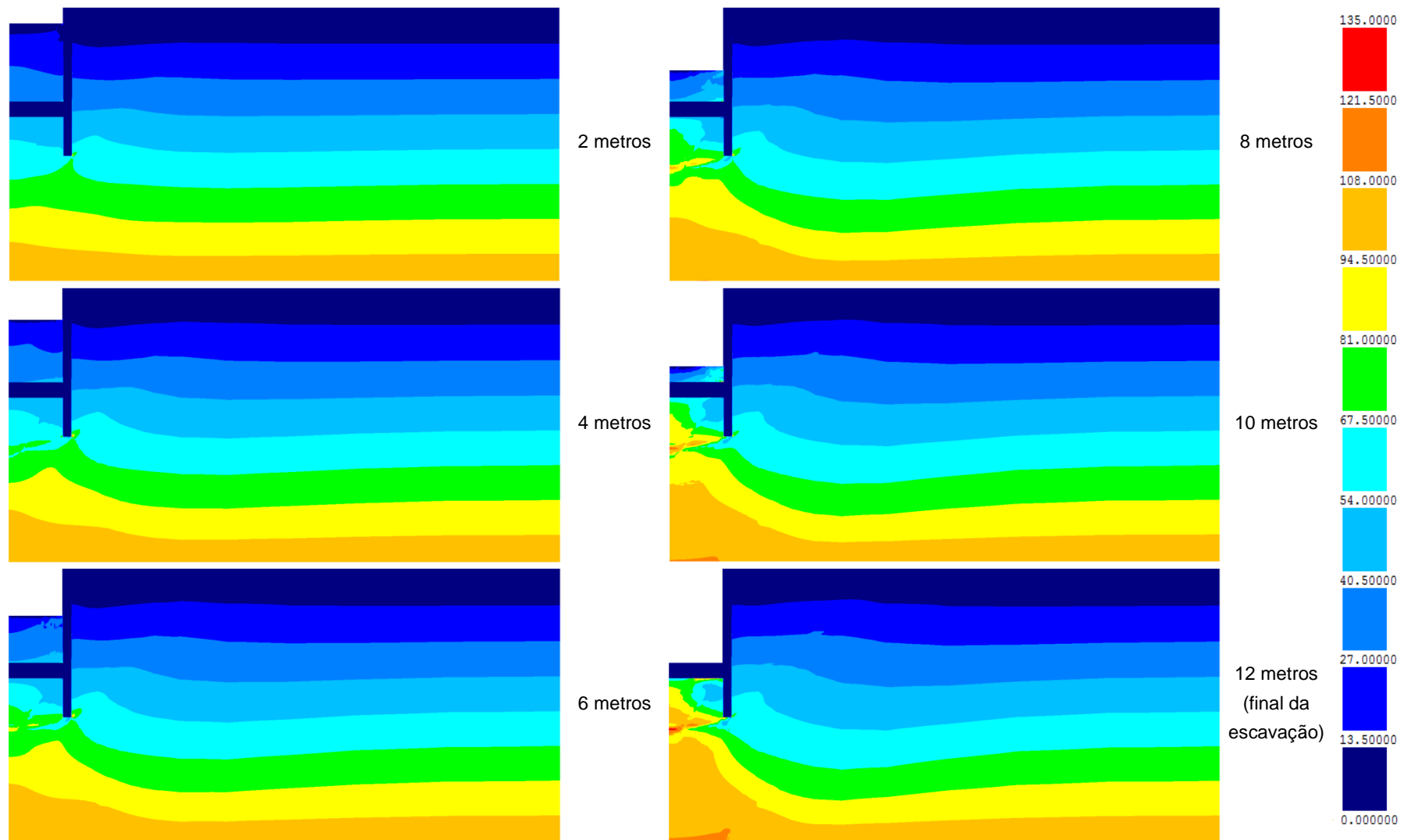


Fig. 4.12 - Tensões efetivas horizontais (kPa) no maciço argiloso ao longo da escavação

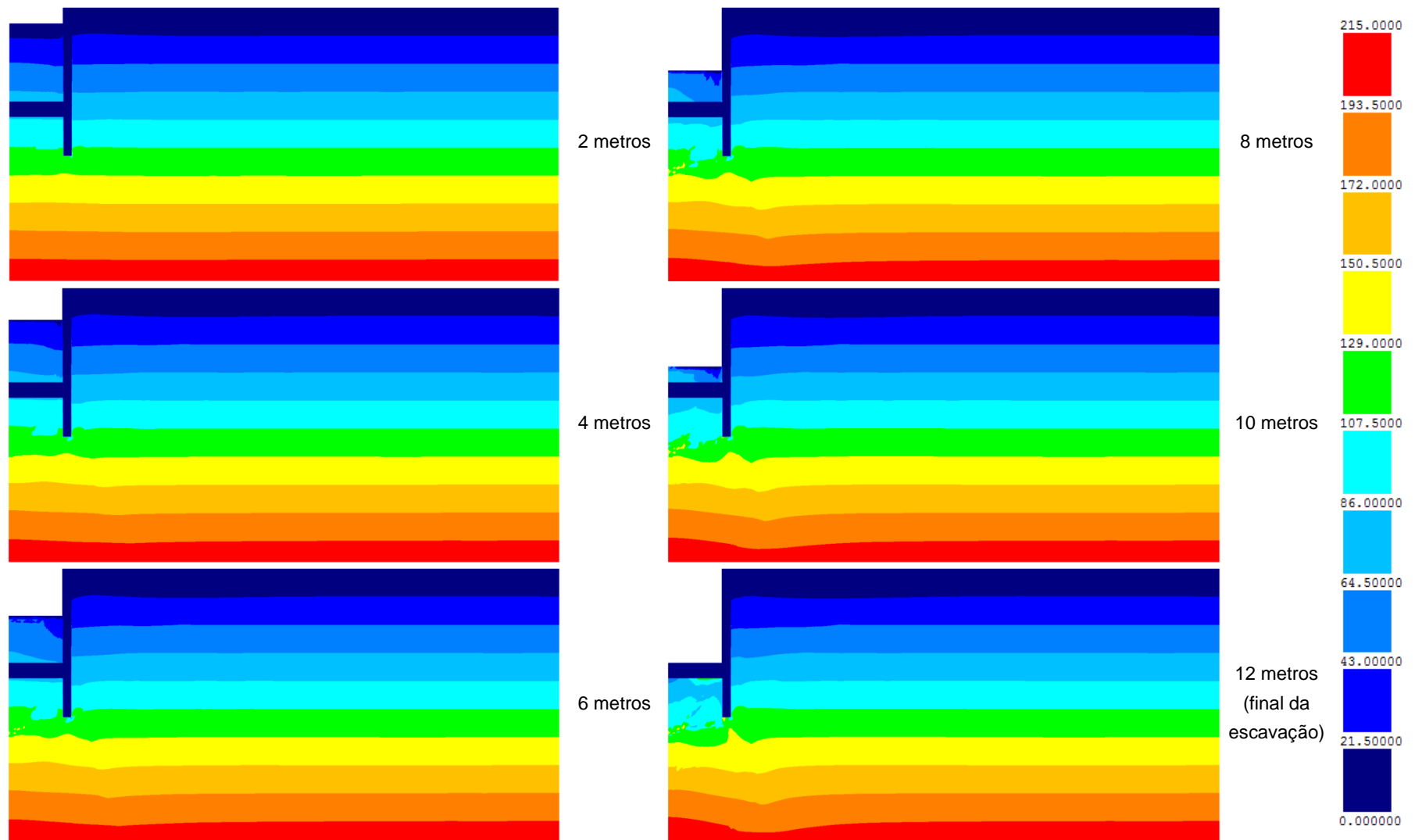


Fig. 4.13 - Tensões efetivas verticais (kPa) no maciço argiloso ao longo da escavação

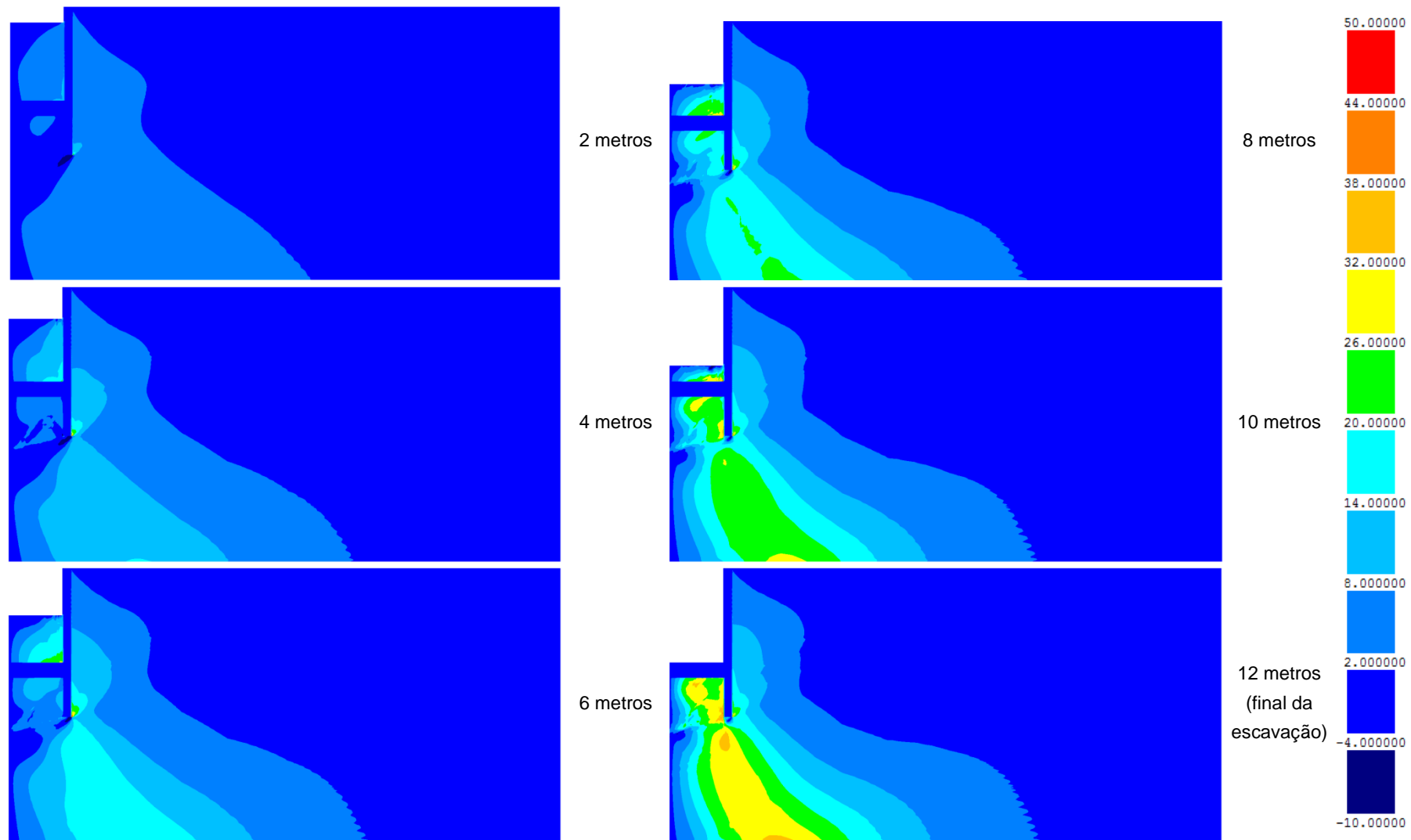


Fig. 4.14 - Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso ao longo da escavação

Na Fig. 4.16 apresentam-se as colorações relativas aos níveis de tensão mobilizados nas diferentes fases de escavação. O nível de tensão (SL, *stress level*) quantifica a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico e é definido por:

$$SL = \frac{q}{p \times M} \quad (4.1)$$

em que os parâmetros são (ver Fig. 4.15):

- p é a tensão média efetiva;
- q é a tensão de desvio;
- M representa a inclinação da Linha dos Estados Críticos (LEC) no referencial p - q

Sendo que o nível de tensão para solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados (como é o caso) varia entre 0 e 1, em que 1 corresponde ao estado crítico. O valor do nível de tensão pode ser superior a 1 em solos sobreconsolidados, visto que q aumenta devido à resistência de pico típica destes solos.

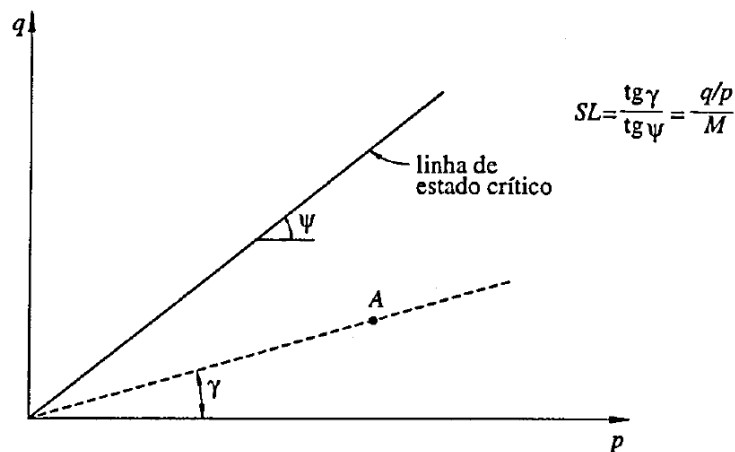


Fig. 4.15 – Noção gráfica do nível de tensão (SL) no referencial p - q (Borges, 1995)

Observando os resultados da Fig. 4.16, é possível analisar o nível de tensão instalado no maciço argiloso ao longo da escavação:

- Abaixo da base da escavação, durante as diferentes fases, o nível de tensão é próximo de 1, porém não é uma situação gravosa em termos de estabilidade global, já que o solo está confinado nessa zona;
- Junto à parede do lado suportado, o nível de tensão tende a aumentar devido à descompressão do maciço;
- O nível de tensão aumenta na zona abaixo da laje de fundo e abaixo da extremidade inferior da parede;
- No lado suportado, a zona afetada estende-se numa grande área do maciço argiloso suportado, principalmente no final da escavação;
- Verifica-se que o nível de tensão aumenta à medida que é realizada a escavação, como seria de prever.

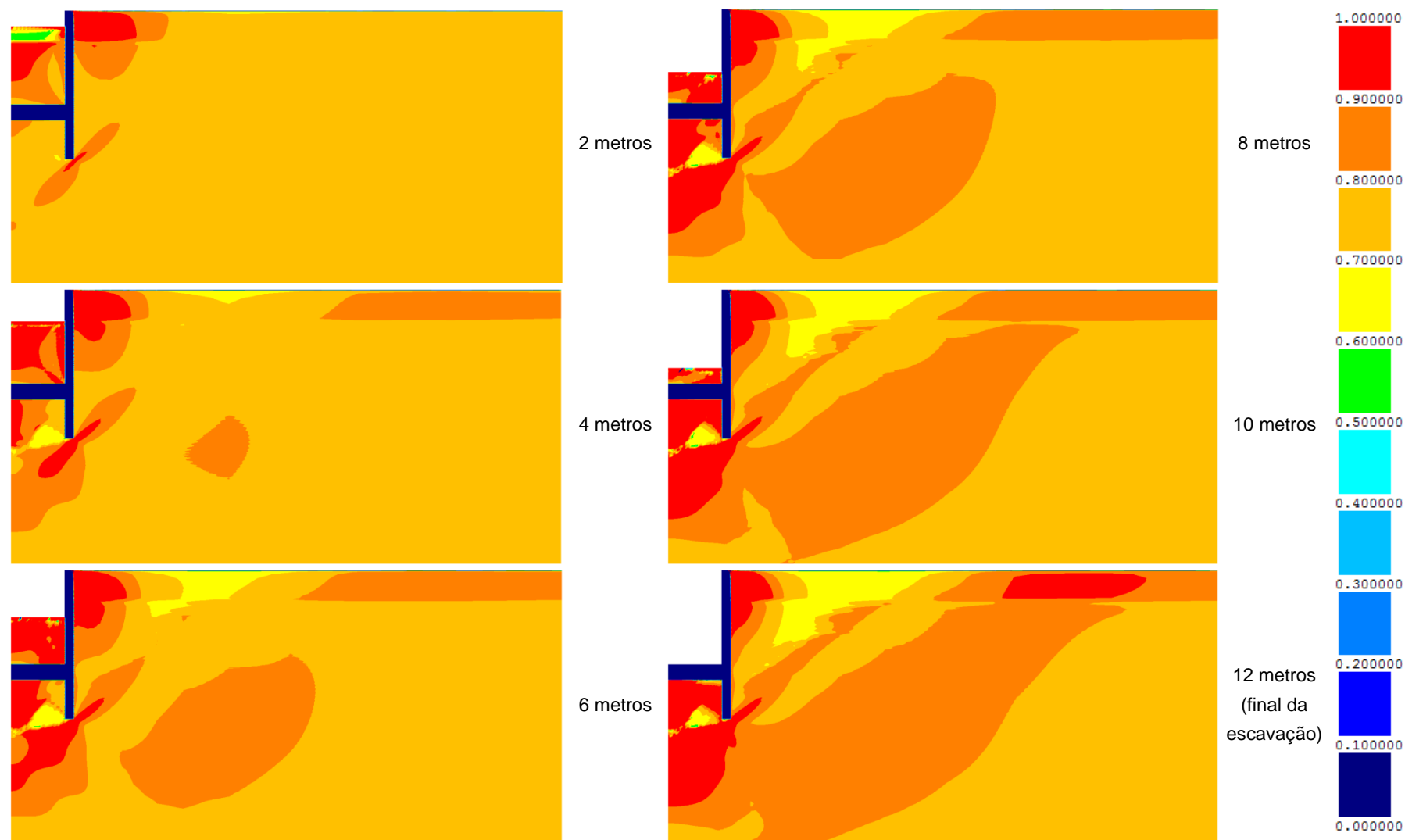


Fig. 4.16 - Níveis de tensão no maciço argiloso ao longo da escavação

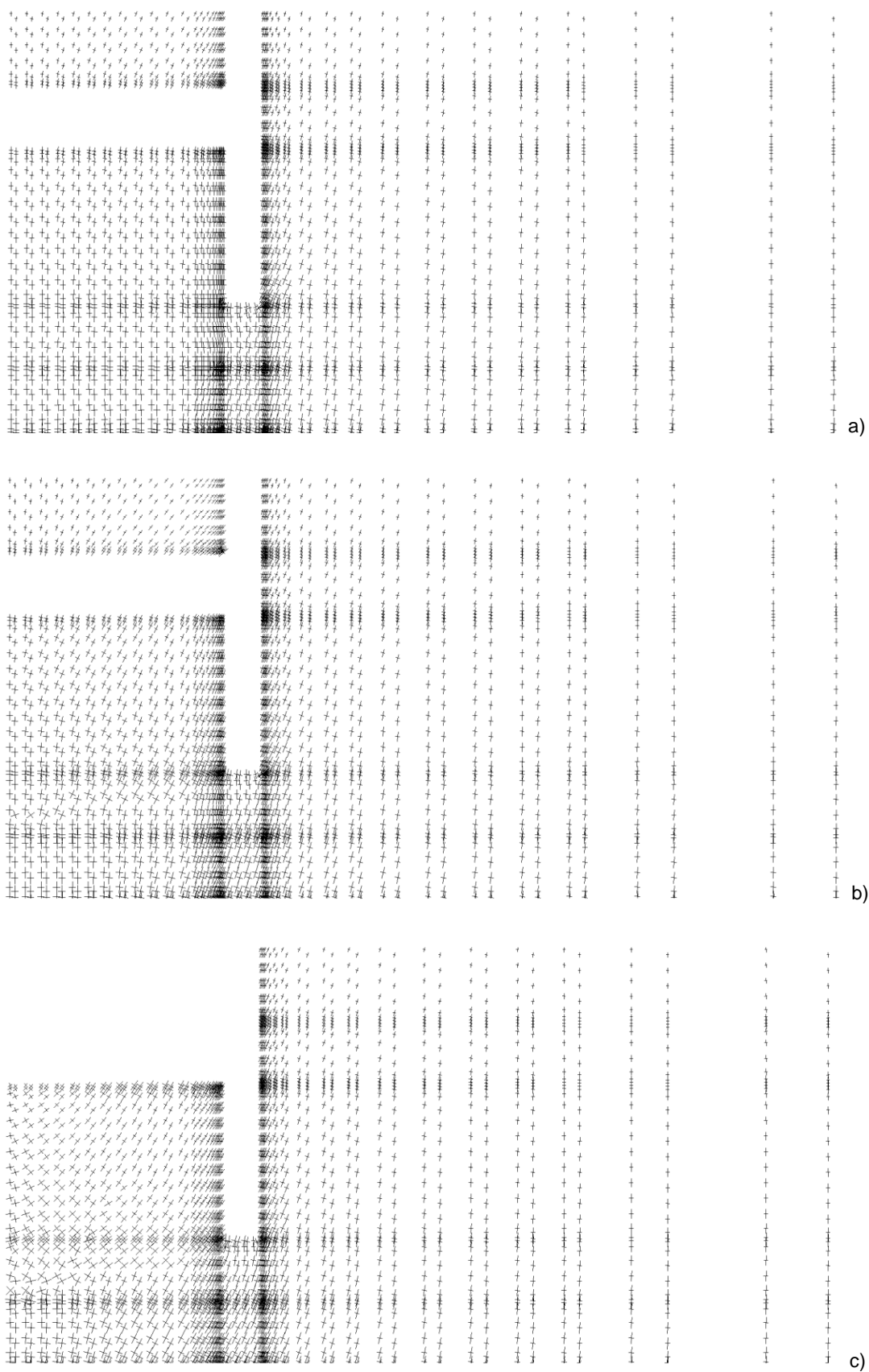


Fig. 4.17 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso no decurso da escavação aos: a) 4 metros de escavação; b) 8 metros de escavação c) 12 metros de escavação

A Fig. 4.17, relativa às cruzetas das tensões principais efetivas, permite corroborar as conclusões referentes às tensões de corte no maciço argiloso durante a escavação, pois é possível visualizar a rotação das cruzetas, que corresponde precisamente ao aumento das tensões de corte (tensões de desvio).

4.2.2.2. Deslocamentos

Serão agora analisados os deslocamentos induzidos pela escavação, quer no maciço argiloso quer na estrutura de contenção.

Na Fig. 4.18 está representada a deformação da malha total com os deslocamentos ampliados com um fator de 10, para melhor visualização da sua evolução em 3 fases distintas da escavação. Na imagem é mais perceptível a ocorrência de levantamento do fundo da escavação, deslocamentos laterais da parede e assentamento na superfície do terreno suportado.

De modo a perceber melhor a evolução dos deslocamentos laterais da parede ao longo da escavação, apresenta-se o gráfico da Fig. 4.19 com um pormenor da malha deformada na zona da parede no final da escavação para facilitar a interpretação dos resultados, podendo-se concluir o seguinte:

- O deslocamento no topo da parede moldada é cerca de 1,8 cm aos 2 m de escavação e mantém-se constante nas fases seguintes. Este facto deve-se à instalação da primeira escora nessa fase, demonstrando-se assim a importância das escoras para a redução dos deslocamentos laterais da parede com o decorrer da escavação.
- Importa mencionar a diferença de concavidade das curvas de deslocamentos das fases anteriores e posteriores à colocação das escoras, nomeadamente aos 2 m e 4 m em que a primeira apresenta um comportamento quase linear até à zona da laje de fundo e a segunda uma deformada com convexidade voltada para a zona de escavação;
- À medida que são instaladas as escoras, os deslocamentos da parede aumentam de forma mais reduzida, visto que o escoramento serve como apoio da parede;
- A laje de *jet grout* funciona também como apoio, apresentando a parede nesta zona deslocamentos mais reduzidos do que na zona escorada;
- A parte enterrada da parede apresenta um comportamento típico de consola, com deformada linear desde a laje de fundo até à extremidade da parede e deslocamentos aumentando em profundidade, devido à solicitação das pressões de terra nas faces da parede e apoio da laje de fundo. É na extremidade da parede que ocorre o valor mais elevado de deslocamento horizontal;
- Globalmente, os deslocamentos aumentam com o evoluir da escavação, como previsto.

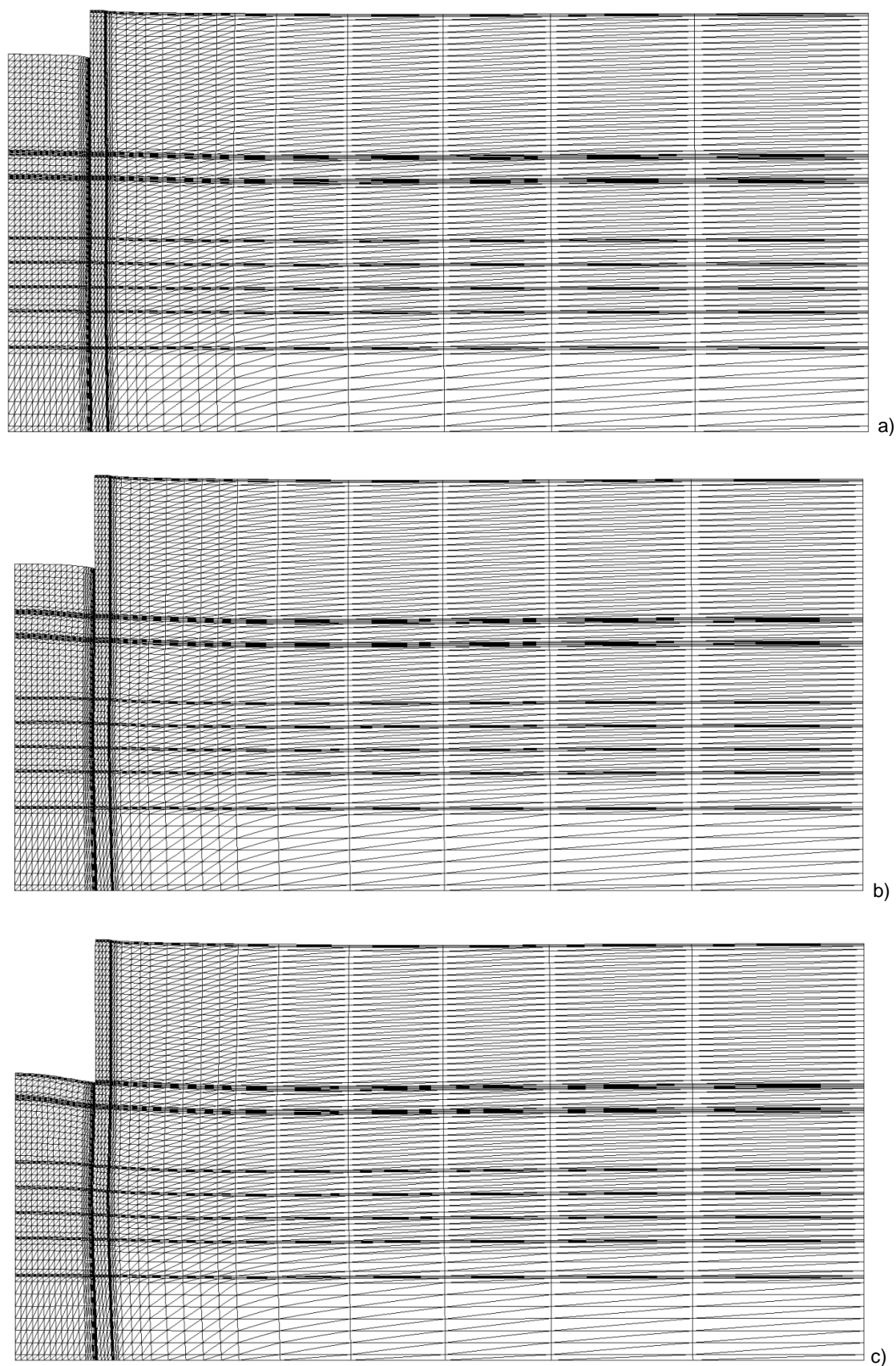


Fig. 4.18 – Malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) no decurso da escavação aos:
a) 4 metros de escavação; b) 8 metros de escavação c) 12 metros de escavação

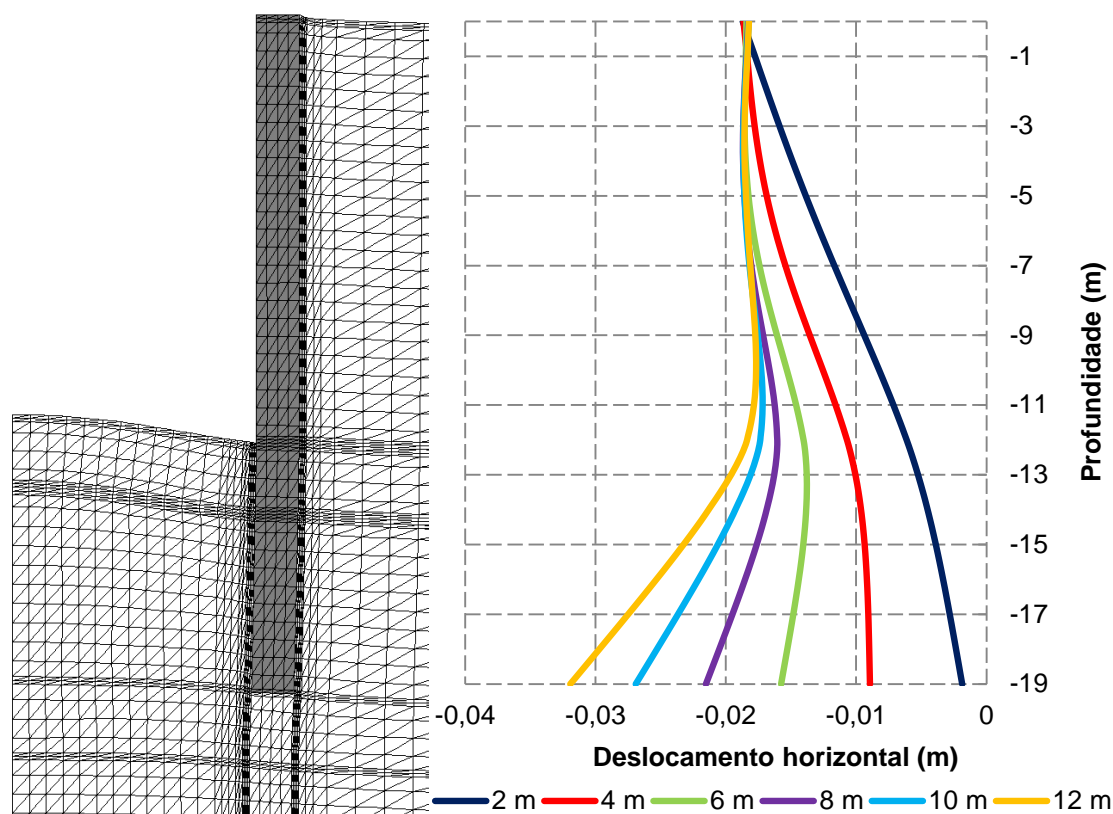


Fig. 4.19 – Malha deformada aos 12 metros de escavação (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) e deslocamentos horizontais da parede ao longo da escavação

Segue-se a análise dos deslocamentos do maciço suportado, nomeadamente os deslocamentos horizontais (Fig. 4.20) e verticais (Fig. 4.21) da superfície do terreno durante diferentes fases da escavação.

É extremamente importante analisar o comportamento do terreno suportado de modo a evitar deslocamentos excessivos que provocam danos irreversíveis nas estruturas vizinhas, tendo em conta que este problema base tem em vista analisar uma obra de escavação em meio urbano.

Quanto aos deslocamentos horizontais, verifica-se um valor constante de cerca de 1,8 cm junto à parede ao longo da escavação, como referido anteriormente, com tendência a diminuir até 8 m de distância à parede. Da observação da figura, pode-se concluir que os deslocamentos aumentam a partir desse ponto com o decorrer da escavação, atingindo o valor máximo de 2,18 cm no final da mesma aos 28 m de distância.

Importa mencionar também que os deslocamentos horizontais até aos 8 m de distância à parede tendem a diminuir ligeiramente à medida que a escavação aumenta, devendo-se esse facto à colocação das escoras.

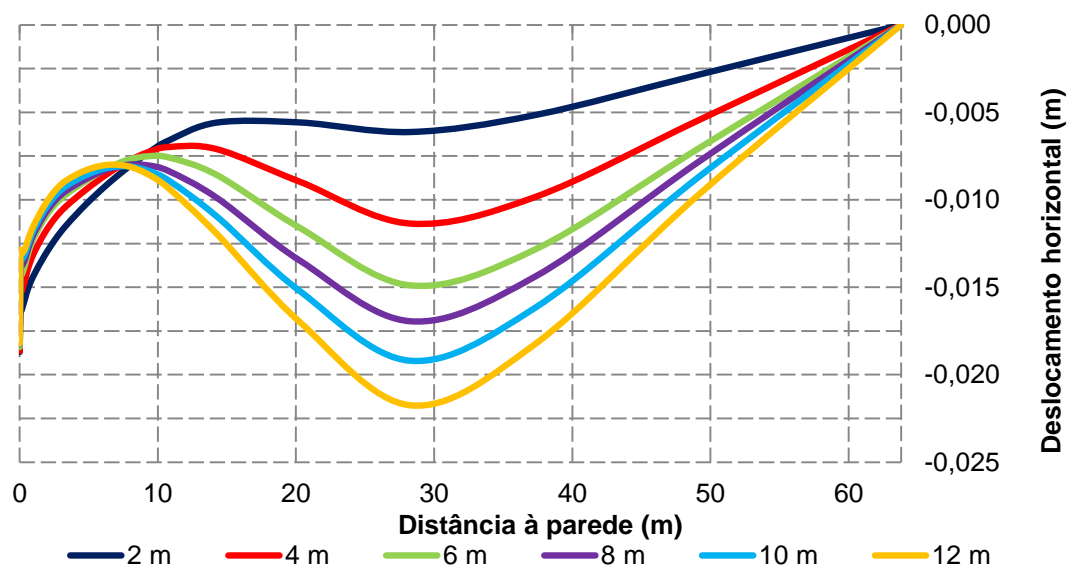


Fig. 4.20 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação

Observando a Fig. 4.21, nota-se que o valor mais elevado dos deslocamentos verticais é negativo, ou seja existe assentamento à superfície, e ocorre a cerca de 28 m de distância à parede com valor de 2,2 cm.

Junto à parede moldada, verifica-se um pequeno empolamento do solo, da ordem dos 2,56 cm no final da escavação, visto que a parede não está fixa inferiormente no estrato rígido. Assim sendo, o terreno tende a acompanhar o movimento ascendente da parede e os assentamentos são menores junto à mesma, mobilizando-se elevadas tensões tangenciais entre a parede e o solo suportado.

De um modo geral, o assentamento da superfície do terreno suportado aumenta com o decorrer da escavação.

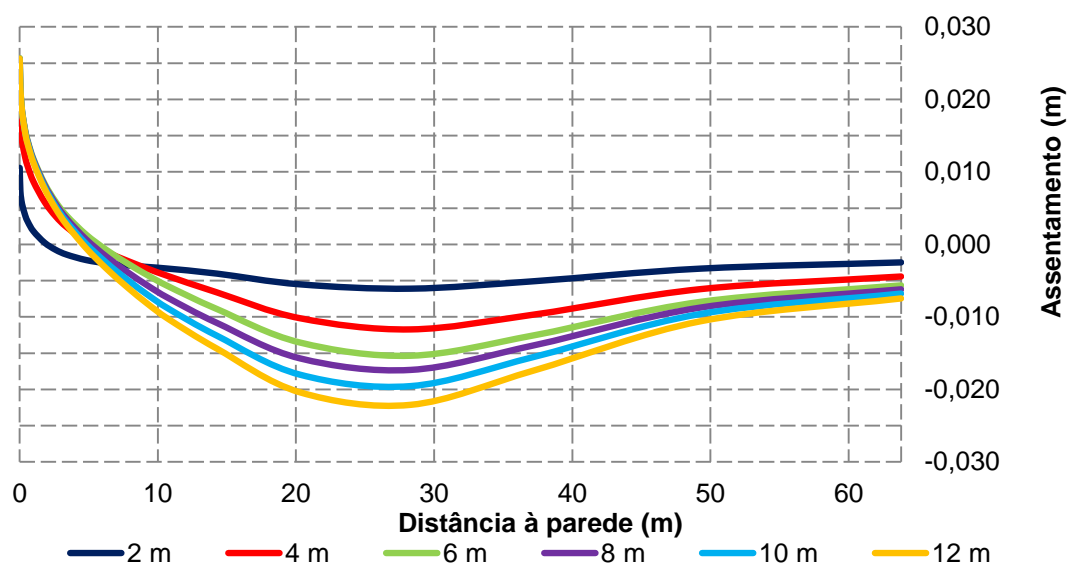


Fig. 4.21 – Deslocamentos verticais (assentamento) da superfície do terreno suportado ao longo da escavação

O gráfico abaixo mostra a evolução dos deslocamentos verticais na base da escavação ao longo das diferentes fases. Verifica-se que o levantamento do fundo aumenta com o decorrer da escavação e que os valores mais elevados registam-se junto ao eixo de simetria, sendo o máximo atingido de 10,6 cm no final da escavação, consideravelmente maior face aos deslocamentos máximos na superfície do terreno suportado.

Pela Fig. 4.22 é possível também constatar que os deslocamentos verticais diminuem à medida que a distância à parede diminui, atingindo-se o valor de 2,6 cm no final da escavação junto à mesma. Este facto é justificado pela mobilização de tensões de corte nas interfaces solo-parede e parede-laje de *jet grout*.

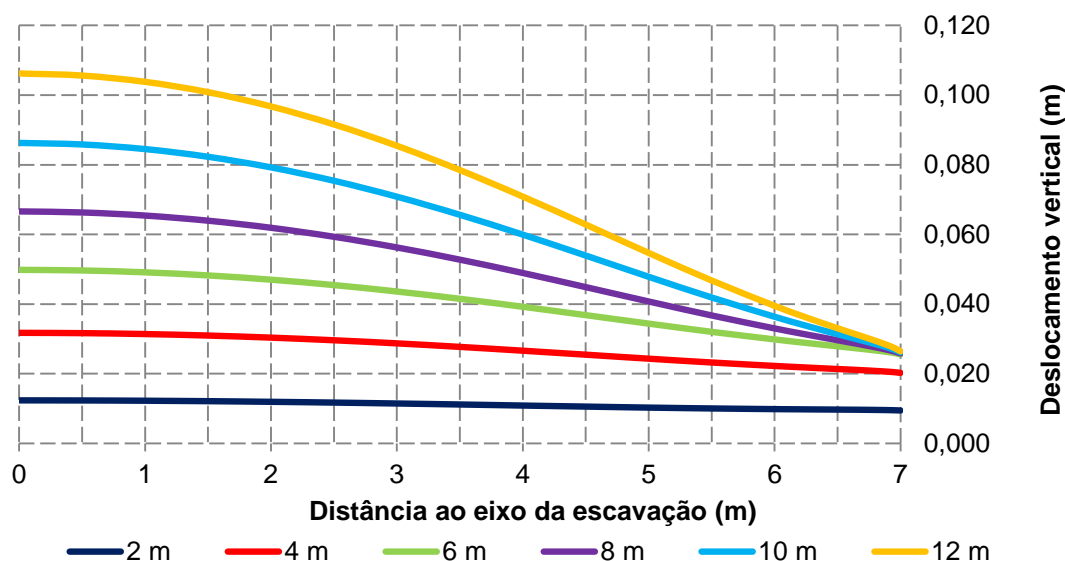


Fig. 4.22 – Deslocamentos verticais da base de escavação ao longo da escavação

4.2.2.3. Esforços axiais no escoramento

A evolução dos esforços dos diferentes níveis de escoras encontra-se ilustrada na Fig. 4.23. Da sua análise é possível verificar que o esforço axial cresce em cada escora até à colocação da escora seguinte.

O primeiro nível de escoras atinge o esforço máximo de 150 kN/m aos 5 m de escavação e tende a diminuir até 130 kN/m no final da escavação. A variação de esforço axial na escora 2 após a instalação da escora 3 é mais significativa, variando de 80 kN/m para 55 kN/m. O último nível de escoras, apesar de ser constituído pelo mesmo perfil tubular que a escora 1, é o que apresenta menor esforço axial, devendo-se à sua proximidade com a base de escavação e laje de fundo, sendo que a última desempenha um papel fundamental na segurança desta obra de escavação.

Pode-se concluir que a instalação de novos níveis de escoras permite o alívio dos esforços nas escoras anteriores, permitindo um melhor aproveitamento da estrutura de contenção sem ser necessário uma elevada robustez.

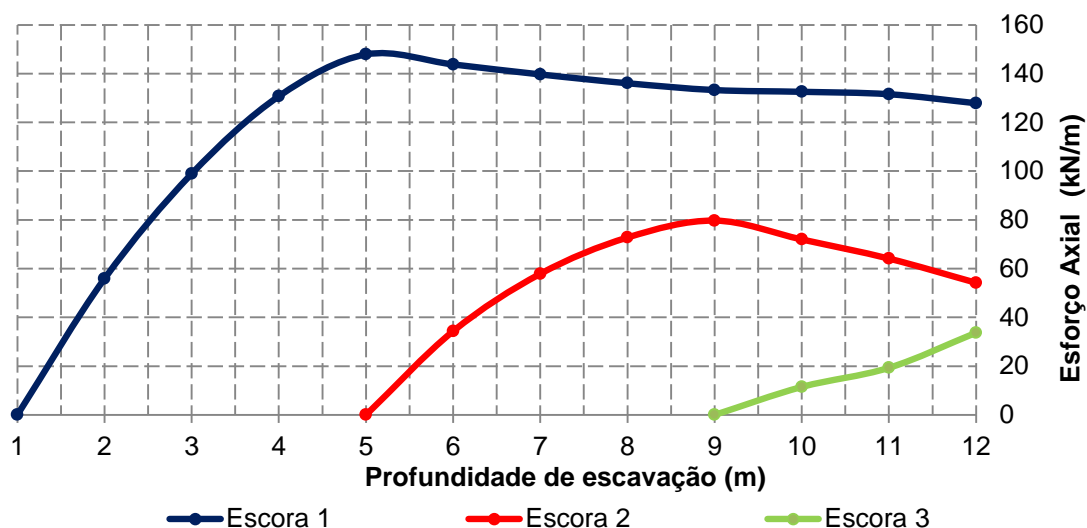


Fig. 4.23 – Evolução do esforço axial (compressão) de cada nível de escoras ao longo da escavação

4.2.2.4. Momentos fletores na parede

A figura seguinte permite analisar a evolução dos momentos fletores da parede para várias fases da escavação.

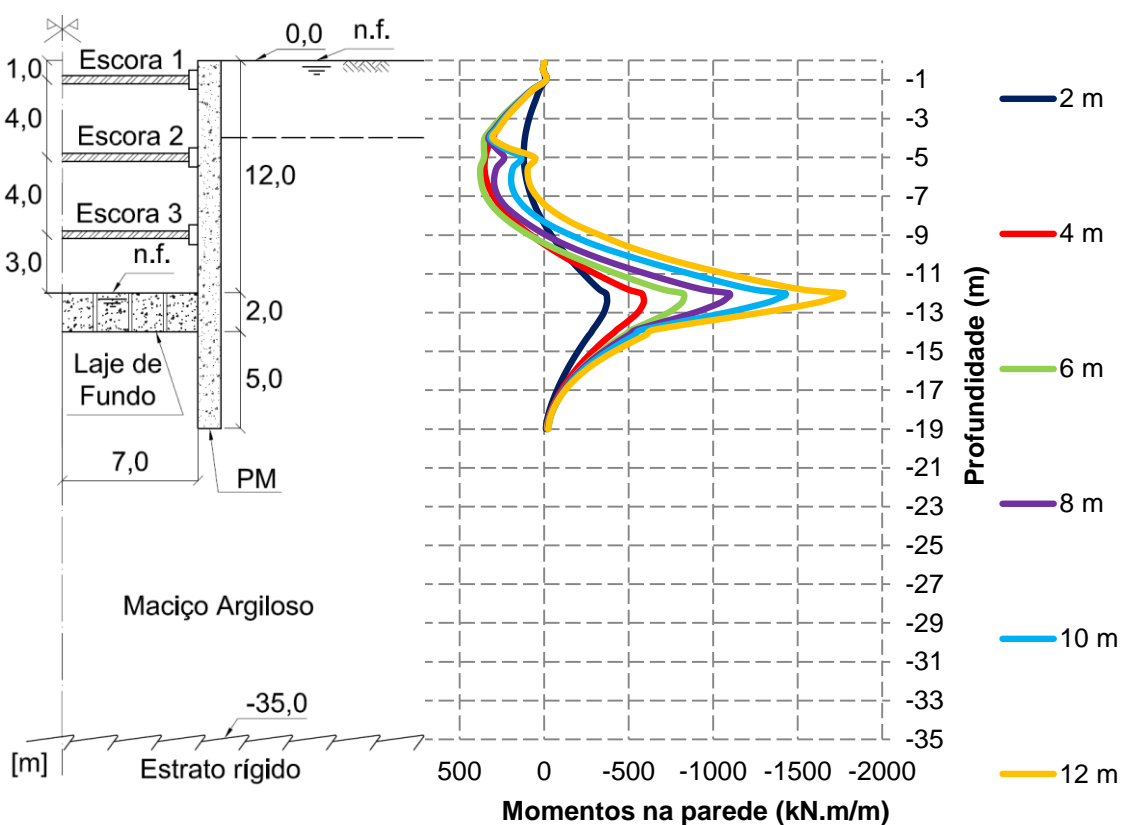


Fig. 4.24 – Diagrama de momentos fletores na parede ao longo da escavação

Relativamente aos momentos positivos do lado escavado, verifica-se um aumento até à fase de escavação de 6 m e posterior redução até à última fase devido à instalação do segundo nível de escoras na primeira fase referida. O valor máximo dos momentos positivos é de 376,66 kN.m/m à profundidade -6 m, na fase de 6 m de escavação. Na fase 2 m os momentos são bastante reduzidos face às fases seguintes.

Conclui-se ainda que os momentos na parede no primeiro metro de escavação são praticamente nulos ao longo da escavação devido à presença da escora 1.

Quanto aos momentos negativos, estes são os mais condicionantes, tendo-se registado o valor máximo de 1769,35 kN.m/m à profundidade de 12 m, no alinhamento da face superior da laje de fundo, na última fase de escavação. Verifica-se que os momentos negativos aumentam com o decorrer da escavação, estando a parede tracionada do lado do terreno suportado desde cerca de 8 m de profundidade até à extremidade inferior.

Importa mencionar que, como a escora 3 apresenta um esforço axial baixo, não é perceptível a sua influência nos diagramas de momentos fletores na parede.

4.2.2.5. Esforços na laje de fundo

De seguida, são apresentados os gráficos referentes ao esforço axial de compressão (Fig. 4.25) e ao diagrama de momentos fletores (Fig. 4.26) na laje de *jet grout*.

Pode concluir-se que, com o decorrer da escavação, os esforços de compressão na laje aumentam gradualmente, verificando-se valores um pouco mais elevados junto ao eixo de simetria. Este facto não se verifica na última fase de escavação, passando o esforço a ser maior junto à parede.

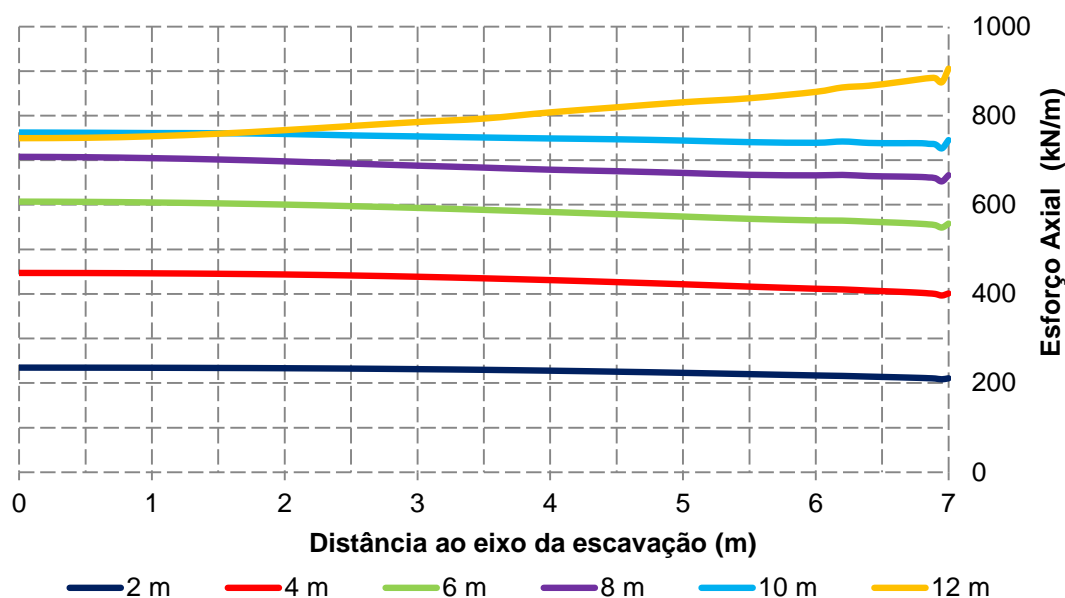


Fig. 4.25 – Esforço axial na laje de *jet grout* ao longo da escavação

Analisando agora o diagrama de momentos fletores na laje de fundo, é possível constatar que os momentos junto ao eixo de simetria aumentam com o decurso da escavação devido à retirada do solo acima da laje.

Na zona junto à parede, os momentos fletores são mais elevados e apresentam sinal contrário aos dos momentos junto ao eixo de simetria, o que leva a concluir que a laje assume um comportamento aproximadamente semelhante a uma estrutura bi-encastada. Note-se, no entanto, que este facto, resultante da análise da Fig. 4.26, é essencialmente devido ao modo como se simulou numericamente a interface parede-laje de *jet grout*, designadamente através de elementos de junta que permitem a transmissão de trações (e de compressões) na direção perpendicular ao seu plano. Como, na prática, essa transmissão de trações não existe (porque não há continuidade física entre os dois elementos, isto é, a laje é executada “encostada” à parede), os momentos fletores na laje terão na prática uma grandeza significativamente inferior à traduzida pelos resultados da Fig. 4.26.

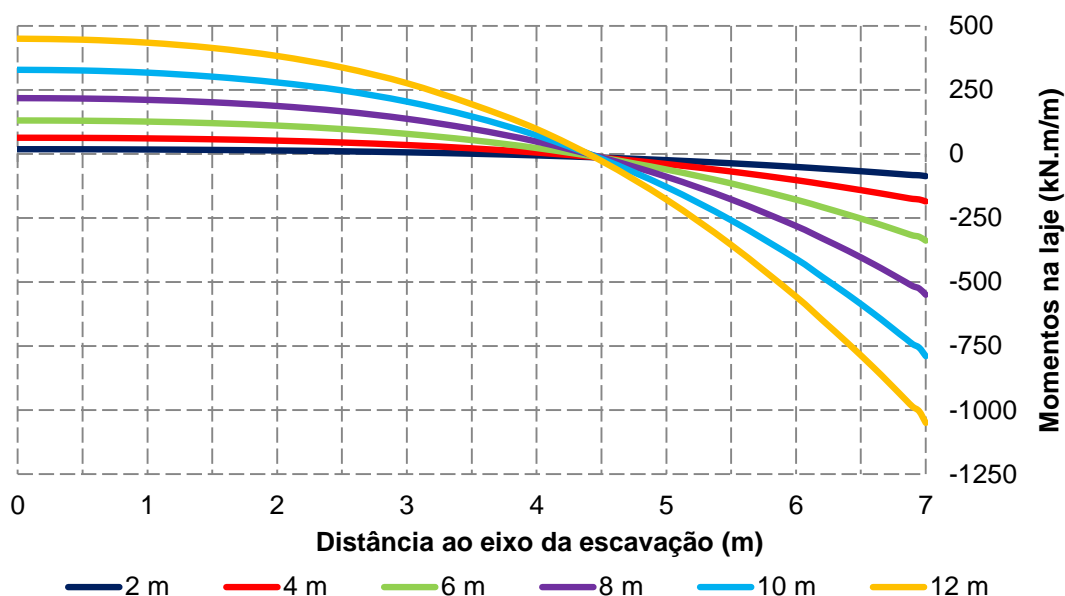


Fig. 4.26 – Diagrama de momentos fletores na laje ao longo da escavação

4.2.2.6. Pressões do solo sobre as faces da parede

A análise das pressões exercidas sobre a parede é uma questão complexa devido ao fenómeno de redistribuição das tensões por efeito de arco e às variações de pressões neutras e de tensões horizontais efetivas dos solos argilosos saturados. No entanto, para simplificar o estudo, serão analisados os resultados da ação global, ou seja, das tensões totais horizontais relevantes para o dimensionamento da parede.

A Fig. 4.27 representa as pressões de terras sobre a parede com sinal negativo do lado escavado e com sinal positivo do lado suportado, em diversas fases da escavação.

Pela figura referida é possível verificar que as pressões do lado escavado são geralmente inferiores às pressões iniciais no maciço (linha k_0), à exceção da zona da base de escavação na fase de 2 m. Com o decorrer da escavação, as pressões de terras diminuem mais significativamente no lado escavado, tanto acima como abaixo da laje de fundo, devido à descompressão do maciço pela remoção das terras.

Quanto ao lado suportado, a variação das pressões sobre a parede é menos significativa. Na zona do maciço acima da laje de fundo é quase inexistente a variação das pressões relativamente às pressões de repouso ou iniciais (linha k_0) devido ao apoio que as escoras e a laje de *jet grout* proporcionam à parede.

Na zona do maciço abaixo da laje de fundo nota-se uma ligeira alteração das pressões de terras, justificando-se pelo facto de ser a zona onde ocorrem maiores deslocamentos da parede e por efeito de arco há redistribuição das pressões para os apoios da parede (laje de fundo e escoras).

No ponto inferior da parede do lado suportado, há um aumento das pressões de terras visto ser um ponto localizado que numericamente se traduz por um acréscimo de tensão, sendo por isso uma pequena imprecisão numérica.

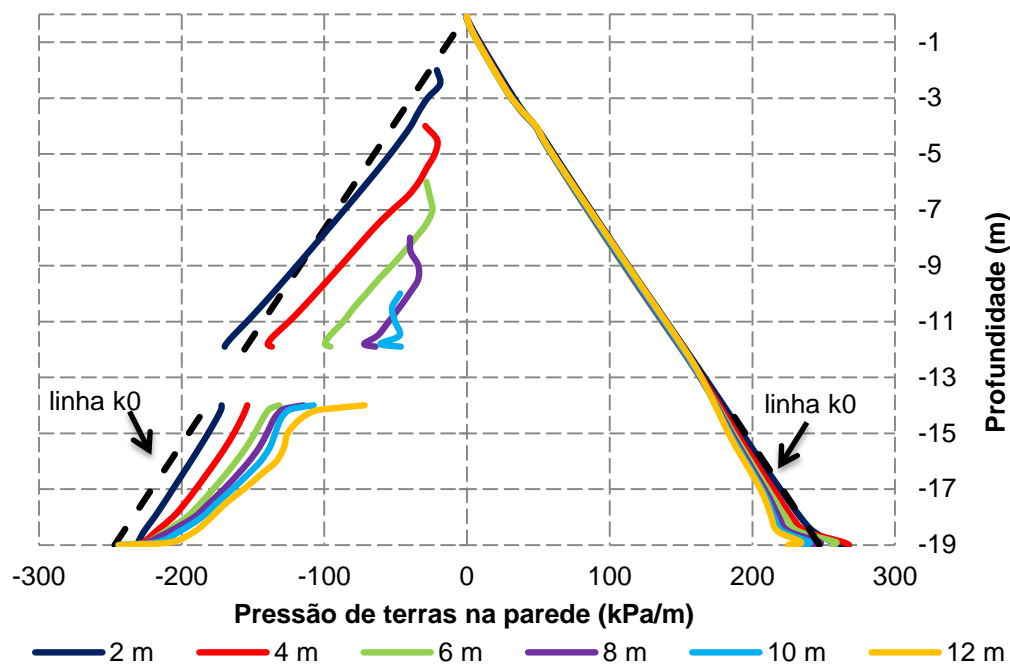


Fig. 4.27 – Diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede ao longo da escavação

4.2.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO

4.2.3.1. Considerações gerais

Como referido anteriormente, os incrementos de tensão total aplicados ao maciço afetado pela escavação dividem-se em incrementos de pressão intersticial e de tensão efetiva. No decurso do período de construção, geram-se gradientes hidráulicos que devido à baixa permeabilidade do solo e elevada rapidez de construção necessitam de tempo considerável para se dissiparem, resultando em variações dos estados de tensão e de deformação diferidos no tempo após o período de escavação.

A dissipação dos gradientes de pressões (estabelecidos durante a construção) e a consequente continuação no tempo de escoamento do fluido até ao estado final de aquisição das condições de equilíbrio hidráulico, são condições que conduzem a uma situação hidrodinâmica estacionária, determinada pela diferença de carga hidráulica de 12 m entre os níveis freáticos do maciço do lado suportado e do maciço do lado escavado.

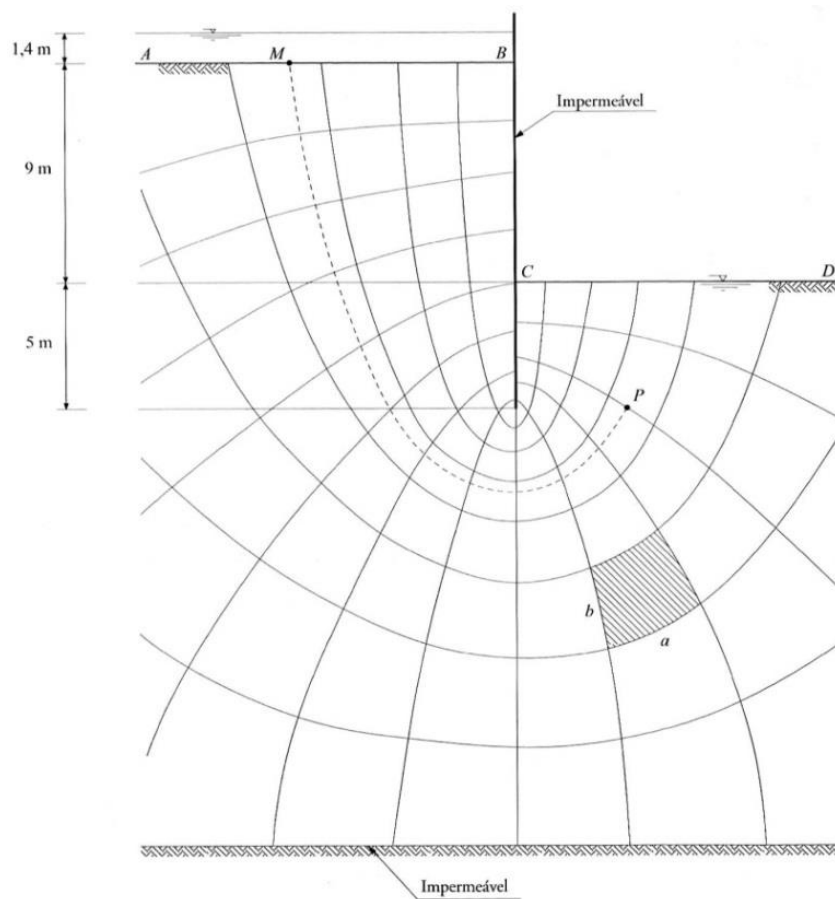


Fig. 4.28 – Rede de fluxo para escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogêneo (Matos Fernandes, 2006)

Pela Fig. 4.28 pode-se observar uma rede formada por duas famílias de linhas: as linhas de corrente (ou de fluxo) que representam as trajetórias de partículas de água; e as equipotenciais, linhas de igual carga hidráulica. Piezômetros colocados ao longo de uma linha equipotencial acusam níveis de água com a mesma cota em todos eles. Em meios com isotropia de permeabilidade, como é o caso em análise, as linhas de corrente e as equipotenciais intersectam-se ortogonalmente, formando uma rede de fluxo ou rede de escoamento. Esta é uma forma apropriada para representar um escoamento e as grandezas com o mesmo relacionadas, particularmente o caudal, o gradiente hidráulico e as pressões na água dos poros.

No âmbito da Mecânica dos Solos, estas pressões são indispensáveis para calcular as tensões efetivas. Daqui resulta que a rede de escoamento é muito útil para a caracterização do estado de tensão no maciço onde ocorre a percolação (Matos Fernandes, 2006).

Importa referir que, em contexto de obras de edifícios, é comum substituir-se as escoras por lajes de betão armado após se atingir a base de escavação. Porém, estudos de modelação numérica levados a cabo por Costa (2005) demonstram que esta substituição acarreta variações de resultados insignificantes nas estruturas de contenção e no maciço, a longo prazo, pelo que optou-se por manter na modelação os escoramentos metálicos.

4.2.3.2. Evolução do estado de tensão

Para o período pós-construção, são ilustradas novas figuras como o intuito de demonstrar a evolução do estado de tensão em diferentes instantes da consolidação. As fases em análise são o final da escavação (12 m) e diferentes períodos após a escavação: 1 mês, 6 meses, 1 ano, 2 anos, 5 anos, 10 anos e 15 anos (final da consolidação).

Primeiramente, apresenta-se as Fig. 4.29 e Fig. 4.30 que ilustram a evolução dos excessos de pressão neutra e da pressão neutra respetivamente, no maciço. Com a análise da primeira figura e tendo em conta as figuras analisadas no período de construção é possível concluir alguns aspetos:

- Do lado escavado, constata-se que as variações dos excessos de pressão neutra não são muito significativas, devido às condições de equilíbrio hidráulico de longo prazo associado ao rebaixamento do nível freático de 12 m do lado escavado;
- Do lado suportado, verifica-se a diminuição das pressões neutras durante a consolidação, numa zona já um pouco afastada da parede;
- As linhas com valores iguais em termos de excessos de pressão neutra (linhas equipotenciais) apresentam uma forma muito regular aos 15 anos após a construção (final da consolidação), coincidentes com as direções ortogonais em cada ponto às linhas de corrente do escoamento permanente, como explicado anteriormente.

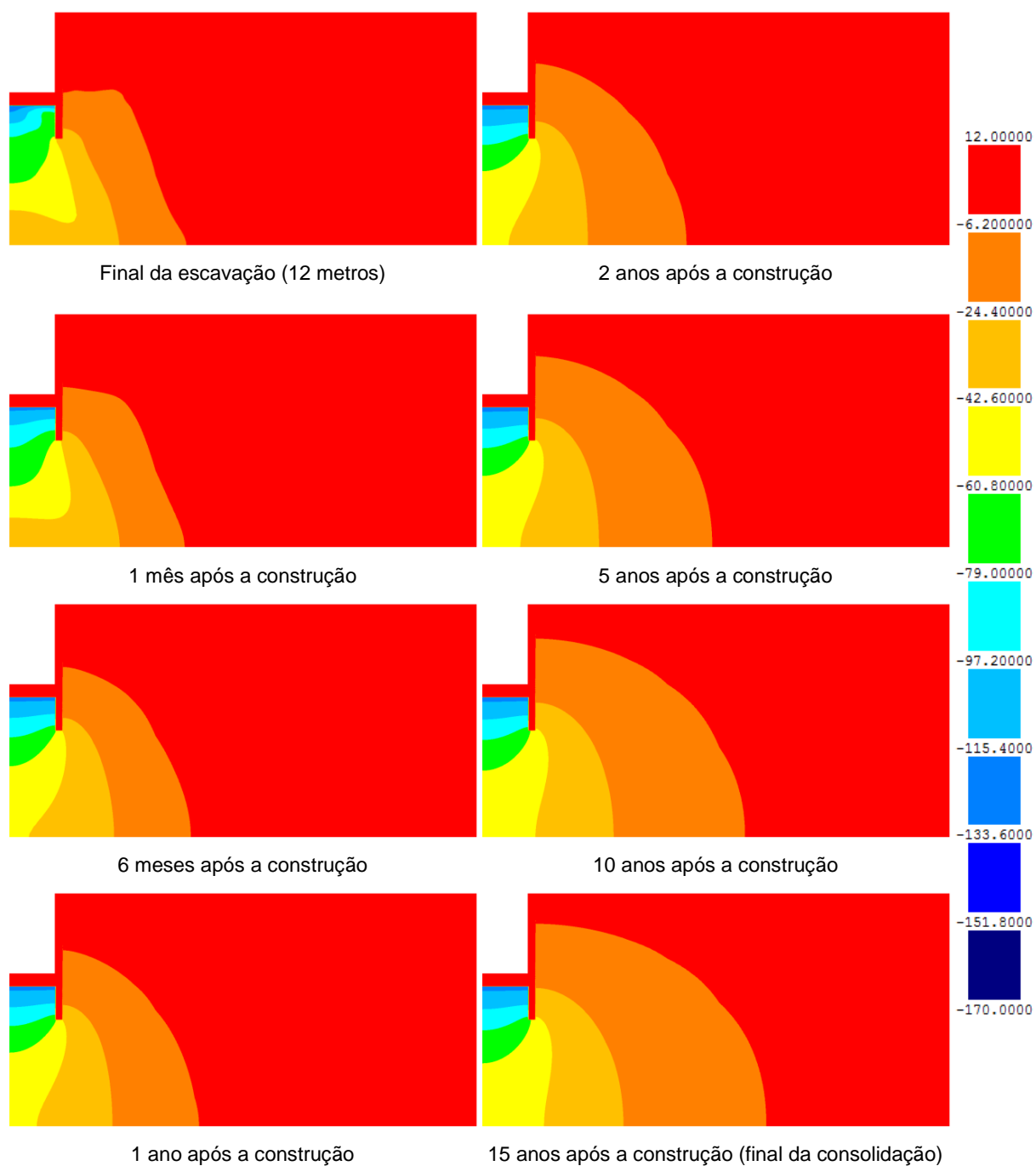


Fig. 4.29 - Excessos de pressão neutra (kPa) durante a consolidação

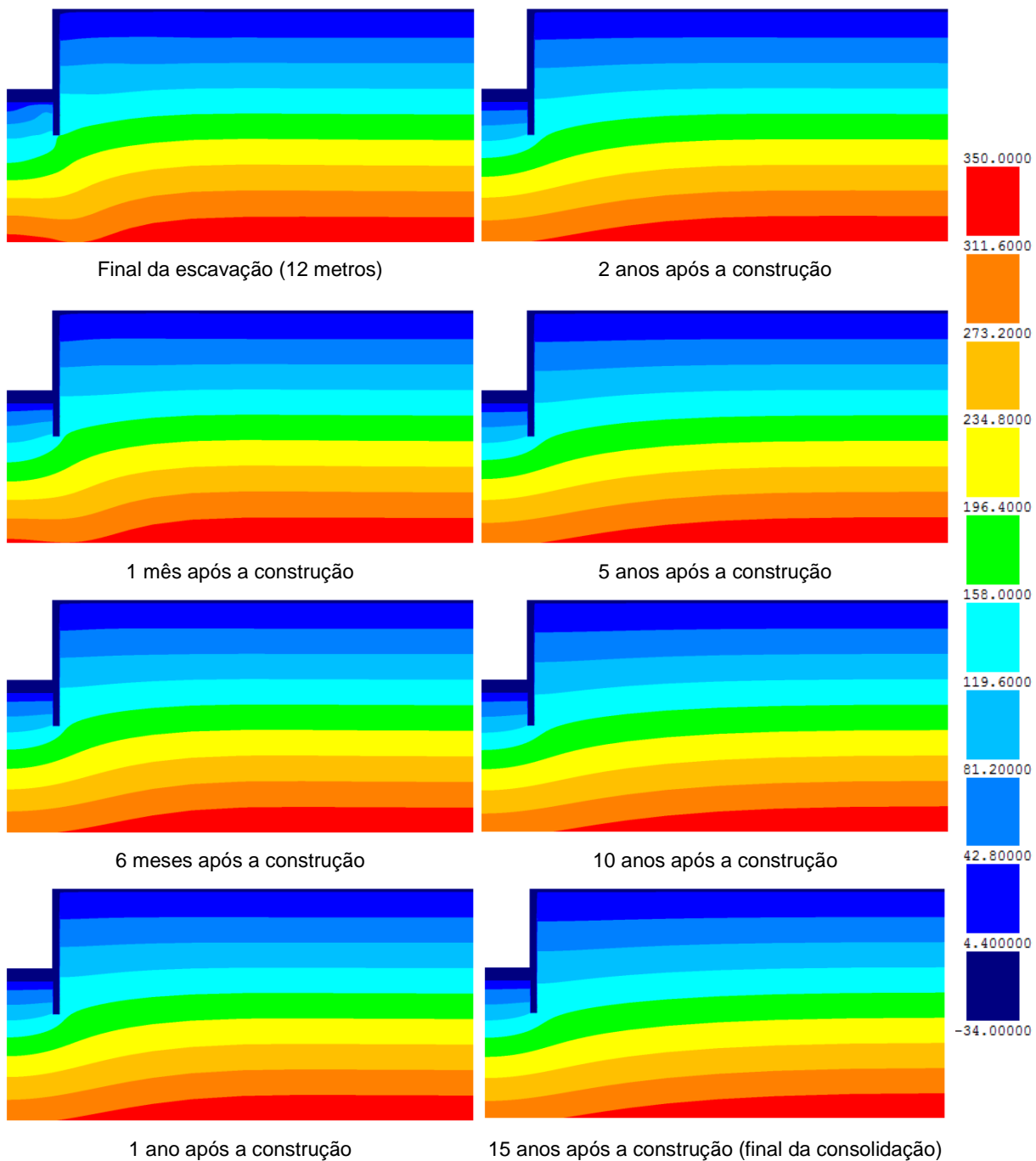


Fig. 4.30 - Pressões neutras (kPa) durante a consolidação

Analisando a Fig. 4.30, verifica-se ainda que, durante a consolidação, para camadas à mesma cota do maciço, as pressões neutras são mais elevadas no lado suportado do que no lado escavado, devido à diferença de posição do nível freático nos dois lados.

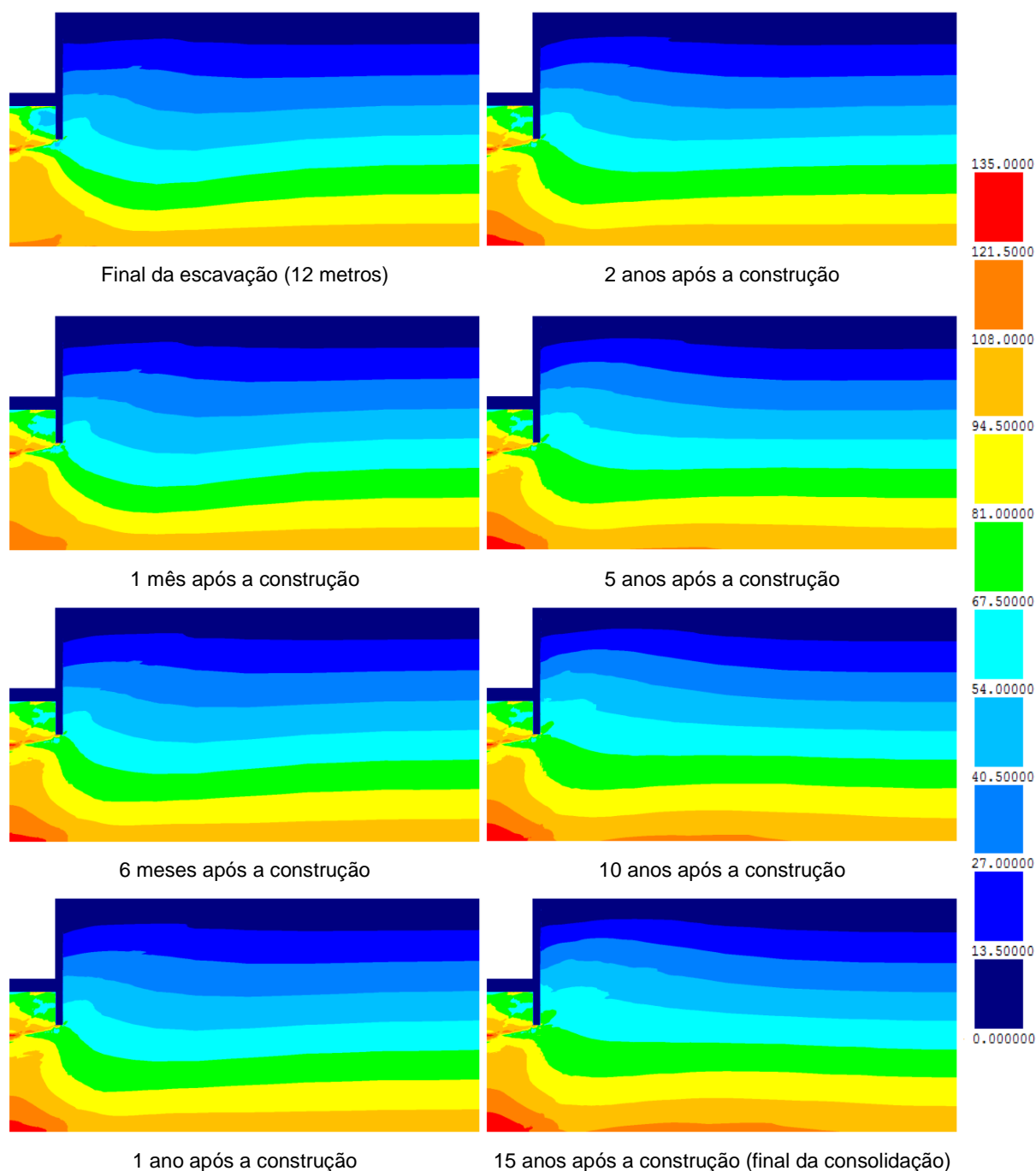


Fig. 4.31 - Tensões efetivas horizontais (kPa) no maciço argiloso durante a consolidação

Nas Fig. 4.31 e Fig. 4.32 estão representadas as tensões efetivas horizontais e verticais no maciço argiloso, respetivamente, das quais é possível tecer os seguintes comentários:

- No lado suportado, ocorre um ligeiro aumento das tensões efetivas horizontais e diminuição das tensões efetivas verticais junto à parede, com o decorrer do tempo;
- Ainda no lado suportado, verifica-se um aumento das tensões efetivas horizontais e verticais no maciço um pouco afastado da parede;

- No lado escavado, as tensões efetivas horizontais aumentam um pouco na zona subjacente à laje de fundo, assim como as tensões efetivas verticais;
- Junto à extremidade inferior da parede, regista-se um aumento das tensões efetivas;
- No maciço situado abaixo da parede moldada, quer as tensões efetivas horizontais quer as verticais diminuem ligeiramente.

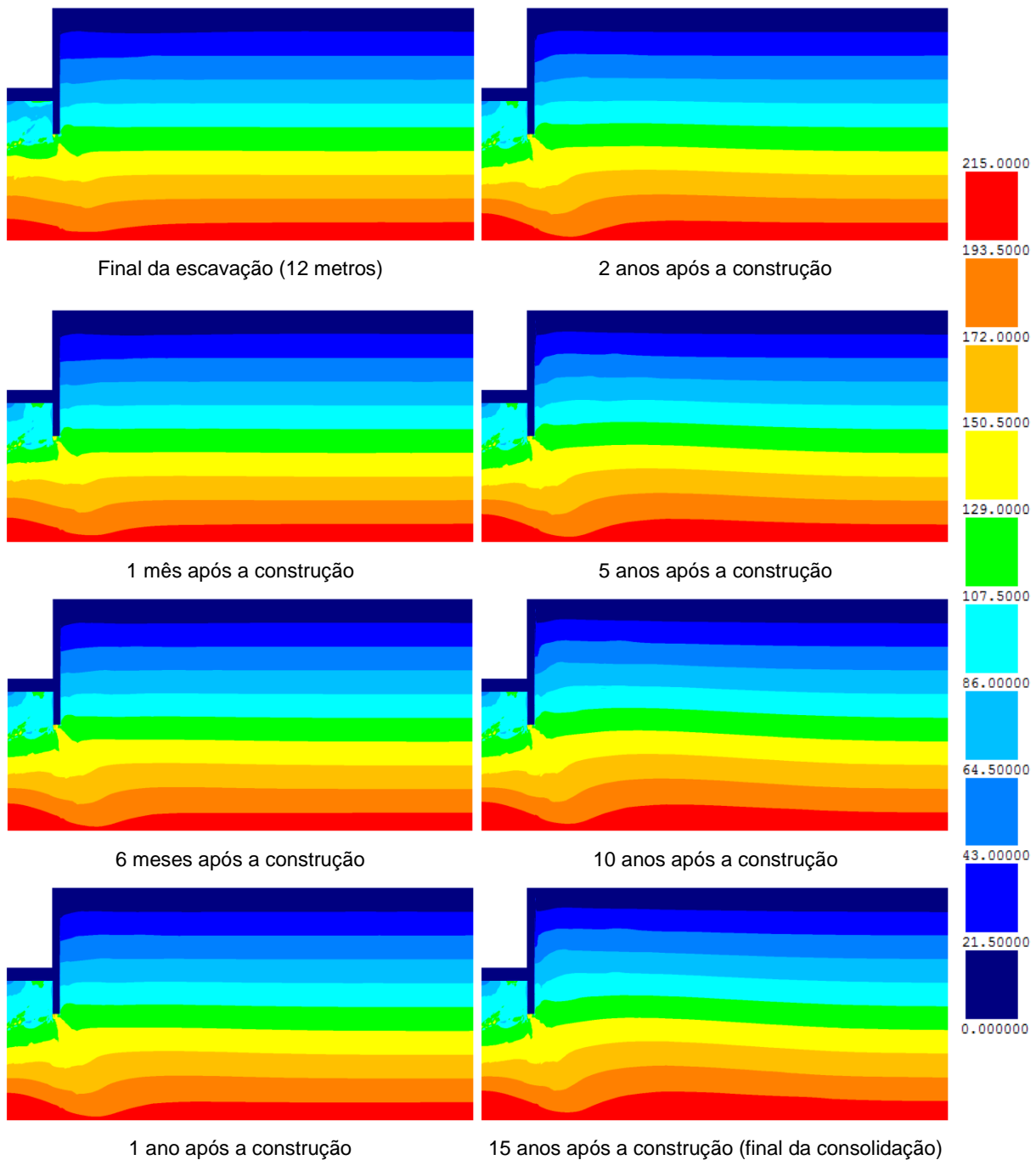


Fig. 4.32 - Tensões efetivas verticais (kPa) no maciço argiloso durante a escavação

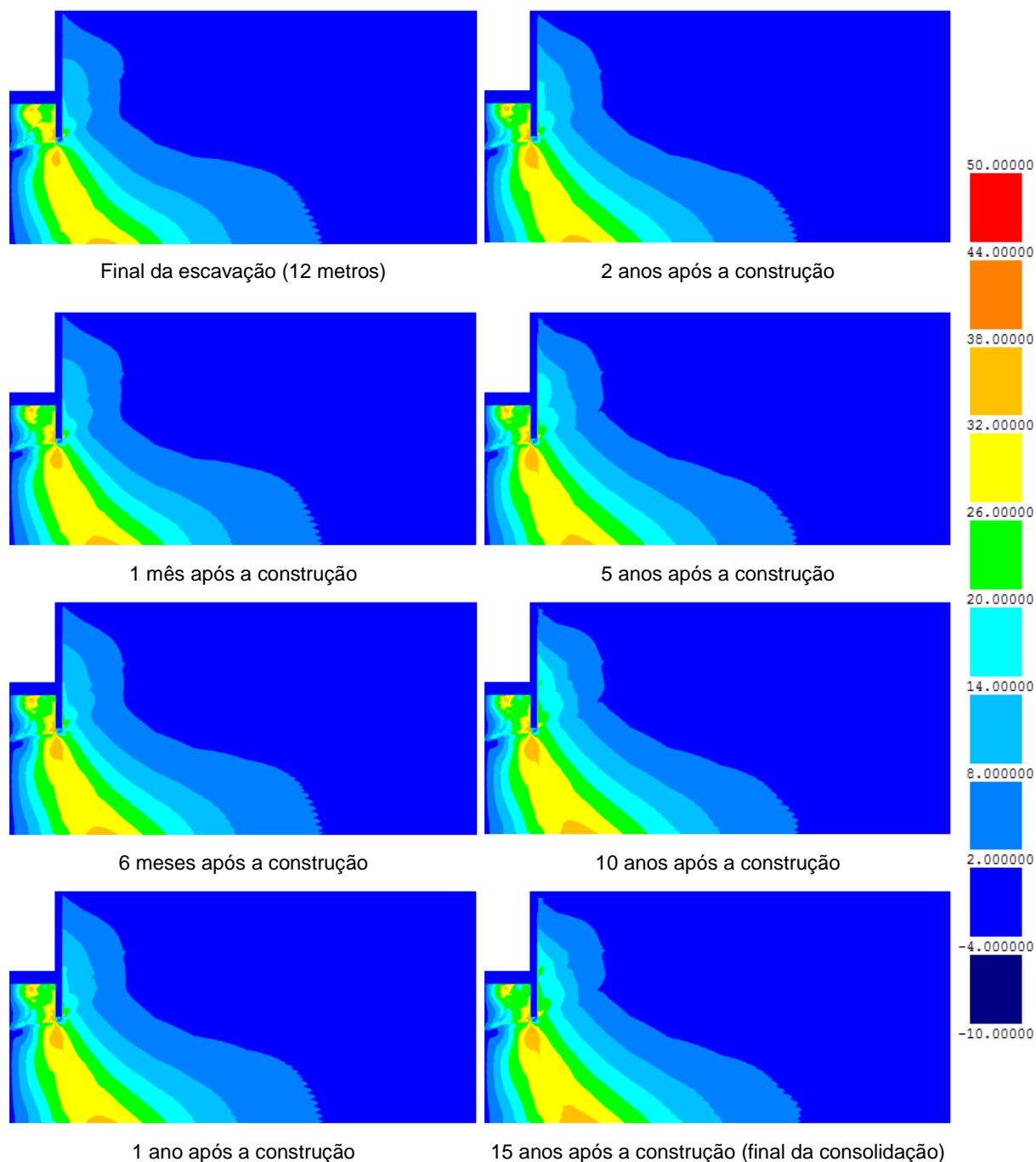


Fig. 4.33 - Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso durante a consolidação

A Fig. 4.33 permite verificar que as tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) tendem a permanecer constantes ao longo do período de consolidação, registrando-se apenas as seguintes ligeiras alterações:

- No lado escavado abaixo da laje de fundo, as tensões de corte diminuem;
- Na restante zona envolvente da escavação, existe um aumento das tensões em análise.

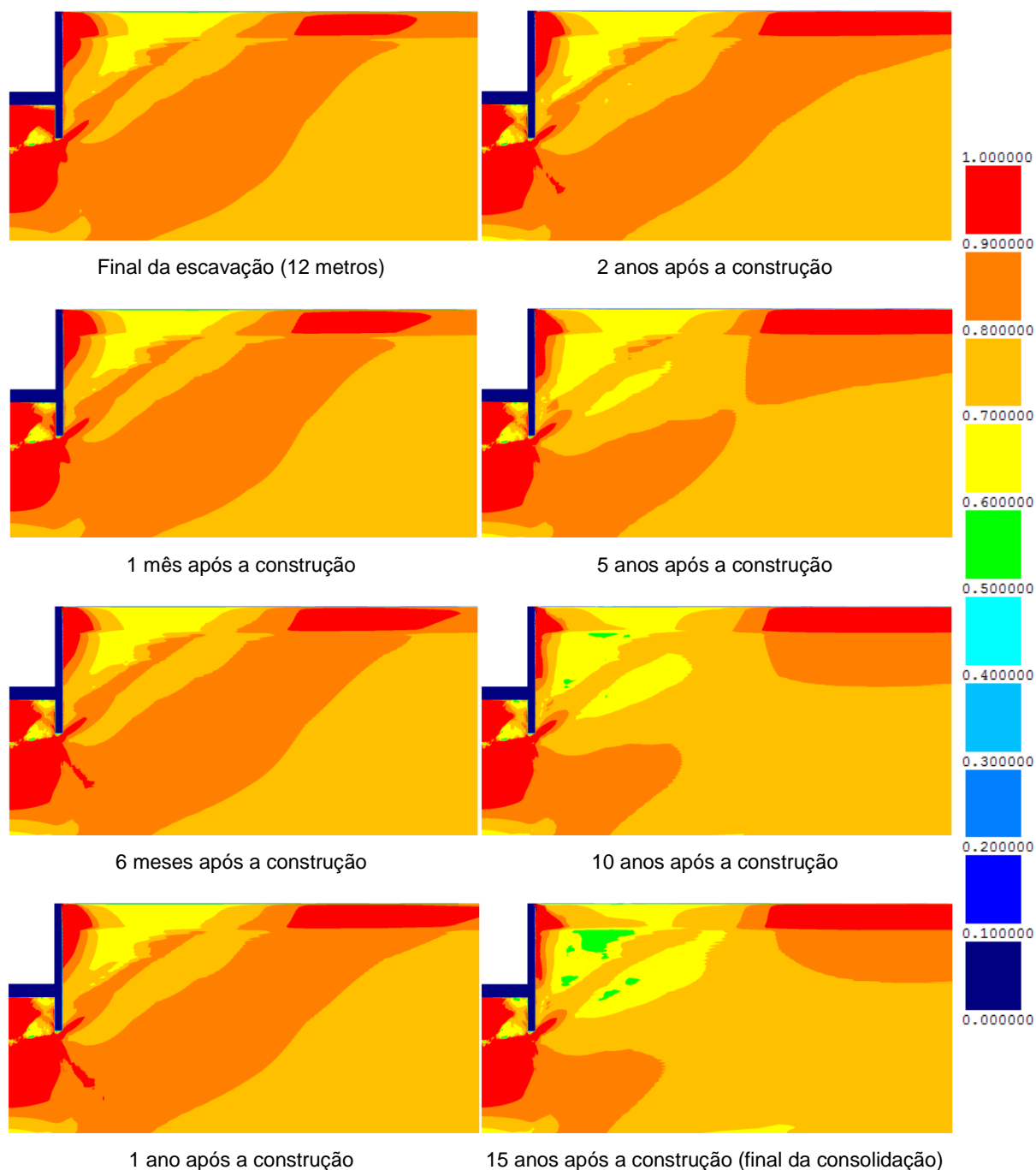


Fig. 4.34 - Níveis de tensão no maciço argiloso durante diferentes fases da consolidação

Relativamente aos níveis de tensão representados na Fig. 4.34, estabelecem-se as seguintes conclusões:

- Na zona abaixo à laje de fundo, junto à parede, os níveis de tensão diminuem desde a fase final de escavação até à fase de 6 meses após a construção, permanecendo constantes até ao final da consolidação;
- Regista-se uma diminuição generalizada do nível de tensão com a consolidação do lado suportado, facto globalmente relacionado com os aumentos das tensões efetivas

horizontais e verticais nas zonas um pouco afastadas da parede, como referido anteriormente;

- Os níveis de tensão junto à parede do lado suportado mantêm-se elevados durante a consolidação;
- É notória a grande extensão do maciço em estado crítico, embora menor a longo prazo do que no final da escavação.

A diminuição do nível de tensão ao longo da consolidação é justificada pelo facto das forças de percolação (fluxo descendente), impostas pelo rebaixamento do nível freático, se traduzirem no aumento das tensões efetivas do lado suportado. Então, ocorre assentamento à superfície e diminuição de volume, que se manifesta no aumento da tensão efetiva média (p), logo o nível de tensão tende a diminuir. Com o aumento da profundidade da parede, as forças de percolação serão menores e este efeito de diminuição do nível de tensão não será tão evidente, como se irá observar oportunamente. No lado escavado, esta tendência é contrária visto que há percolação de sentido ascendente.

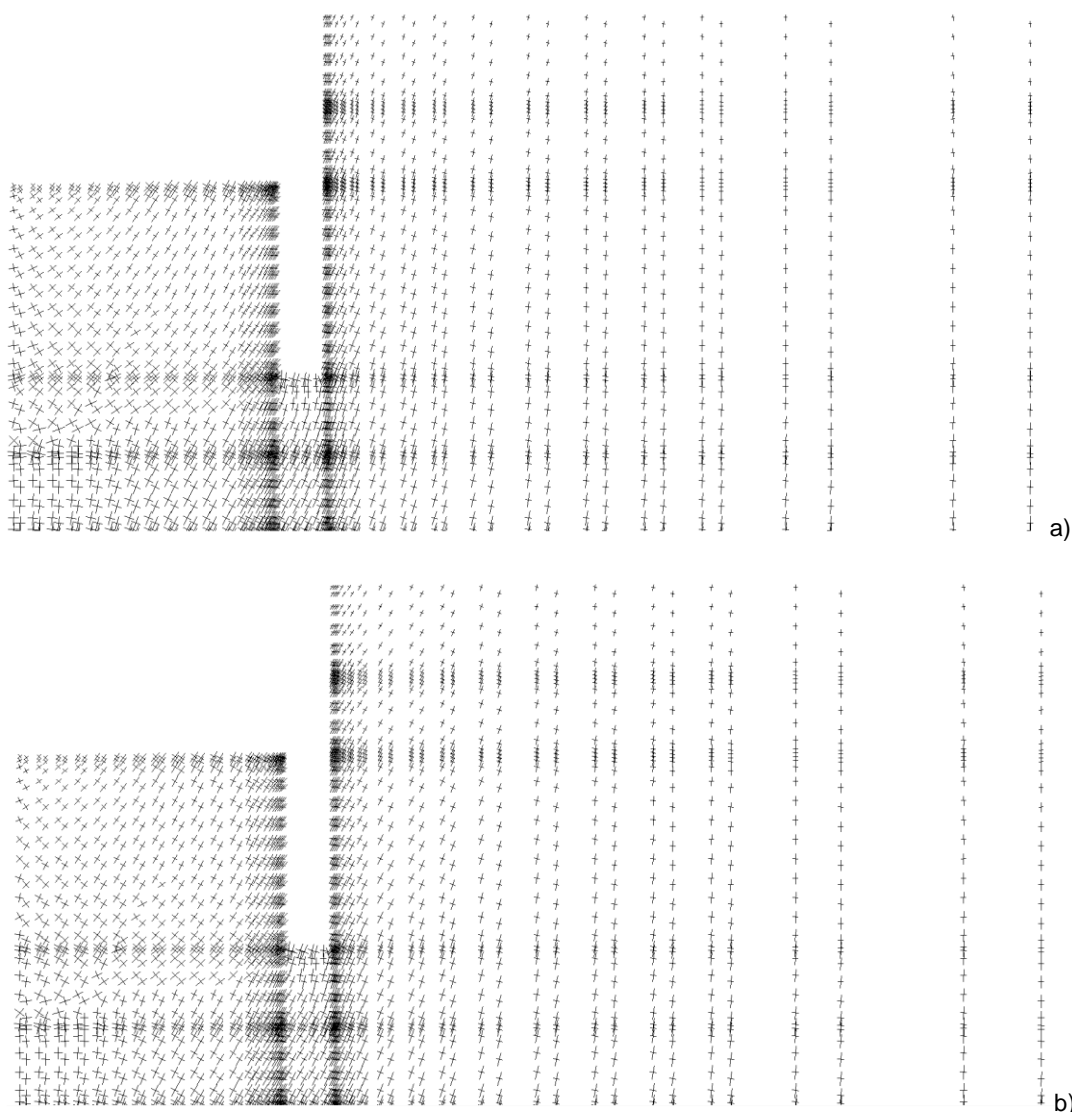


Fig. 4.35 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso: a) final da escavação; b) final da consolidação

Assim como efetuado para o período de construção, apresentam-se as cruzetas de tensão na Fig. 4.35 de modo a corroborar as conclusões tecidas acerca das tensões principais efetivas.

Através desta figura, no processo de consolidação, não são perceptíveis grandes rotações das cruzetas de tensão, o que permite concluir que não são significativas as variações das tensões de corte (tensões de desvio) no período pós-escavação.

4.2.3.3. Deslocamentos

Pela Fig. 4.36 pode-se observar a evolução das deformadas da malha, ampliadas com um fator de 10, entre o final da escavação e o final da consolidação.

É evidente o aumento de deslocamentos à superfície do terreno suportado no final da consolidação. Este e outros dados serão analisados detalhadamente de seguida.

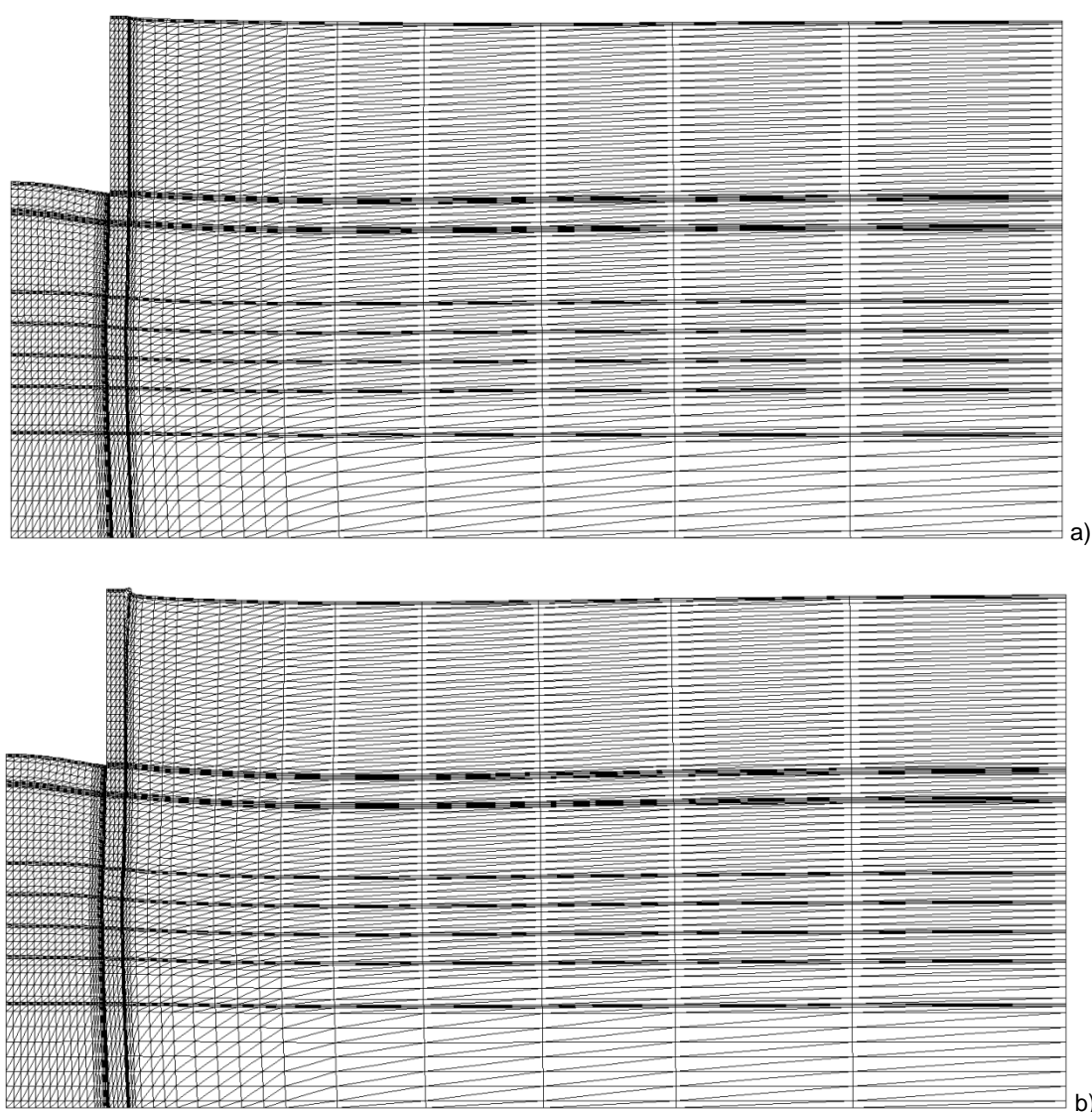


Fig. 4.36 - Malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) durante a consolidação: a) final da escavação; b) final da consolidação

A figura Fig. 4.37 permite analisar pormenorizadamente os deslocamentos na zona da escavação, sendo que junto ao topo da parede do lado suportado ocorre grande distorção dos elementos finitos (ampliada visualmente pelo fator 10 de ampliação dos deslocamentos), facto que está associado às tensões de corte na interface solo-parede.

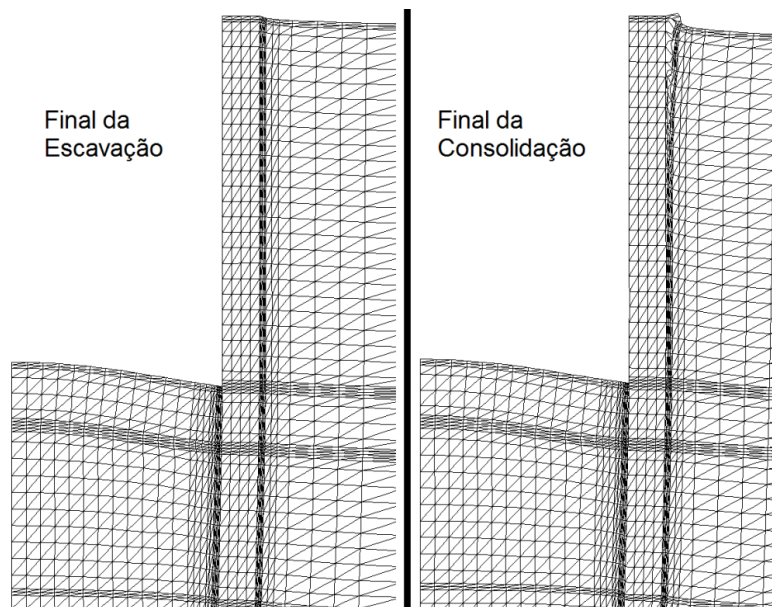


Fig. 4.37 – Pormenor da malha deformada na zona de escavação no final da escavação e no final da consolidação

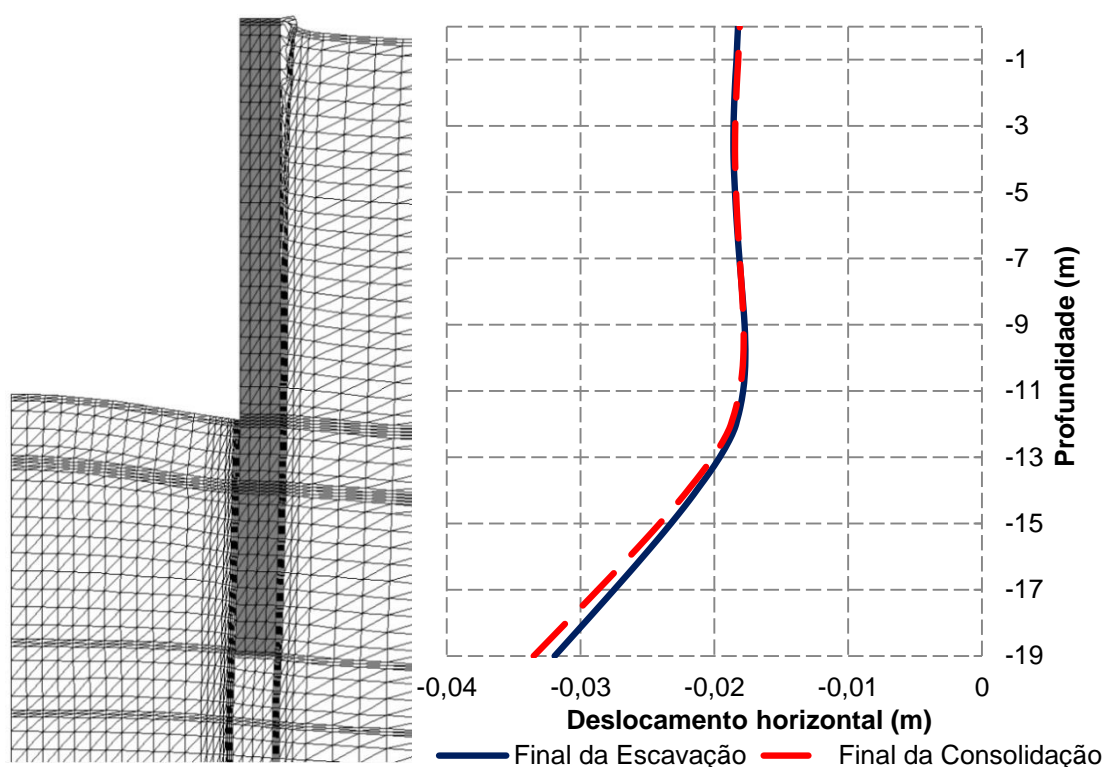


Fig. 4.38 - Deslocamentos horizontais da parede no final da escavação e no final da consolidação

Pela figura Fig. 4.38 observa-se a malha deformada no final da consolidação e os deslocamentos horizontais da parede correspondentes a essa fase em contraponto com os do final da escavação.

Como tal, é possível verificar que os deslocamentos horizontais não apresentam uma variação significativa no período de pós-construção, aumentando ligeiramente na parte enterrada da parede. O gráfico da Fig. 4.49, indicada mais à frente, permite corroborar este comportamento visto que também não apresenta grande variação entre os diagramas de pressões de terras sobre as faces da parede das fases de final de construção e final da consolidação.

Relativamente aos deslocamentos horizontais e verticais (assentamento) à superfície do terreno suportado, apresentam-se a Fig. 4.39 e a Fig. 4.40.

Observando a primeira, pode-se concluir que ocorre recuo na superfície do terreno junto à parede, invertendo-se a tendência a partir dos 12 m de afastamento à parede aproximadamente, sendo que o valor máximo de deslocamento horizontal é atingido no final da consolidação a cerca de 30 m de distância da parede e de valor 3,65 cm.

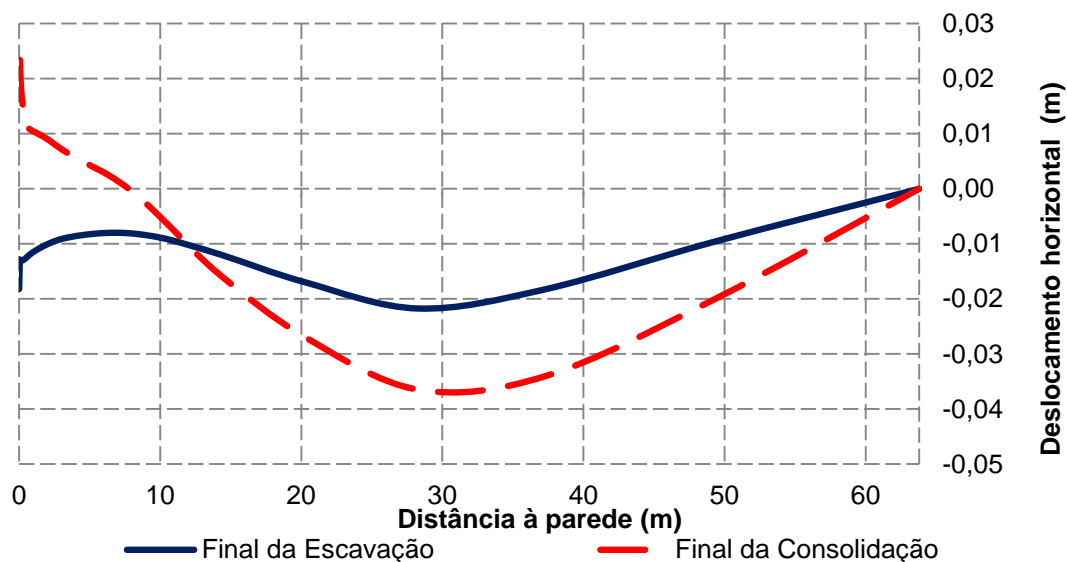


Fig. 4.39 – Deslocamentos horizontais na superfície do terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação

Quanto aos deslocamentos verticais na superfície do terreno suportado apresentados na figura seguinte, constata-se que ocorre assentamento significativo ao longo de toda a superfície no final da consolidação. Este facto deve-se às forças de percolação no maciço que fazem aumentar as tensões efetivas, como verificado pelas Fig. 4.31 e Fig. 4.32, sendo o valor máximo registado de 6,08 cm de assentamento a cerca de 20 m de distância à parede.

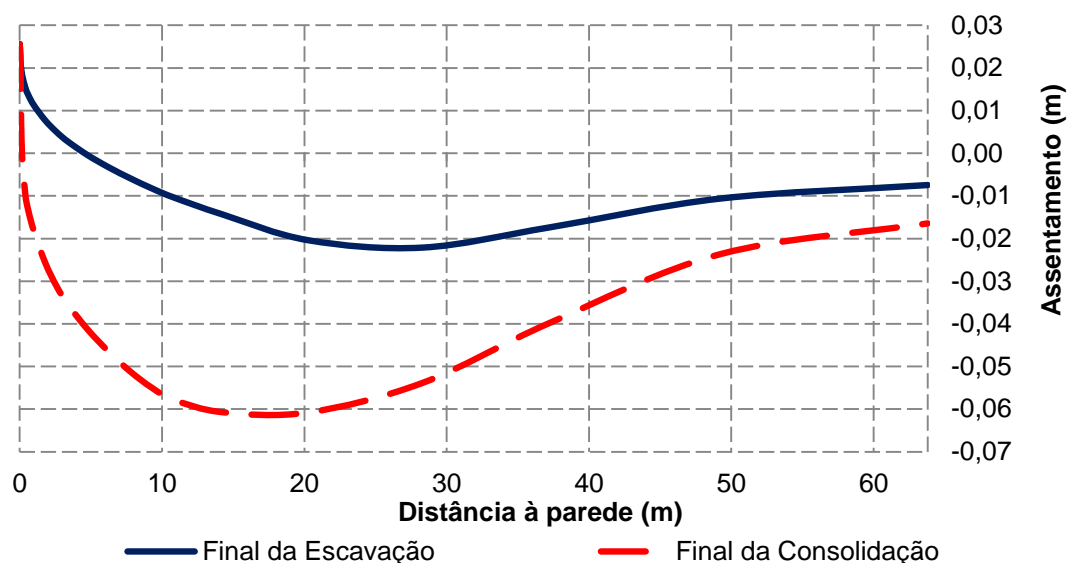


Fig. 4.40 - Deslocamentos verticais (assentamento) na superfície do terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação

De seguida, mostra-se o gráfico referente aos deslocamentos verticais da base de escavação, quer no final da escavação quer no final da consolidação (Fig. 4.41). Seria de esperar que os mesmos aumentassem com o decorrer da consolidação, maioritariamente junto ao eixo de simetria, porém este facto não se verifica, dadas as características geométricas e hidráulicas deste problema base.

Não há grande variação, a longo prazo, do levantamento do fundo da escavação visto que o efeito do rebaixamento do nível freático, que provoca o aumento das tensões efetivas, tende a compensar o efeito dos excessos de pressão neutra gerados durante a escavação. Por outras palavras, o rebaixamento do nível freático determina condições de fronteira hidráulicas a longo prazo em que a parcela a dissipar dos excessos de pressão neutra é pouco significativa no caso em estudo.

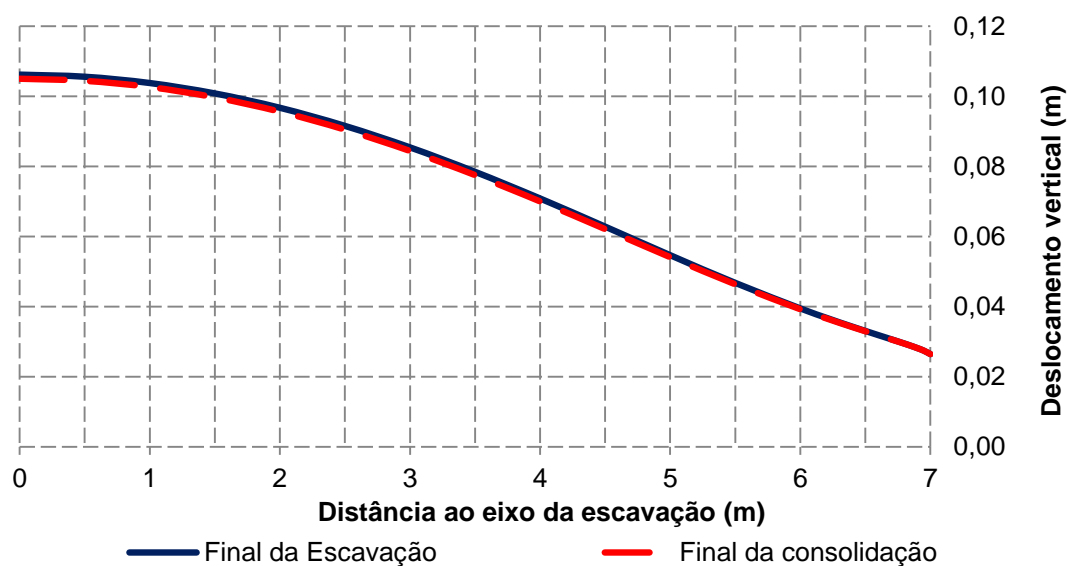


Fig. 4.41 - Deslocamentos verticais da base de escavação no final da escavação e no final da consolidação

Analisando ainda os deslocamentos durante o período de pós-construção, mas no que toca à sua evolução, apresentam-se os gráficos do deslocamento máximo horizontal e vertical da superfície do terreno suportado e do deslocamento vertical máximo da base de escavação nas Fig. 4.42, Fig. 4.43 e Fig. 4.44, respetivamente, sendo essa evolução dependente de vários fatores, como por exemplo a permeabilidade do maciço argiloso ou as condições-fronteira impostas ao problema.

O deslocamento horizontal máximo à superfície, a 28,3 m de distância da parede, é de valor negativo (isto é, dirigido no sentido da área escavada) e varia entre 2,18 cm e 3,64 cm, ou seja, uma variação de crescimento regular de cerca de 1,5 cm entre as fases de final de construção e final de consolidação, como se pode observar pela seguinte figura.

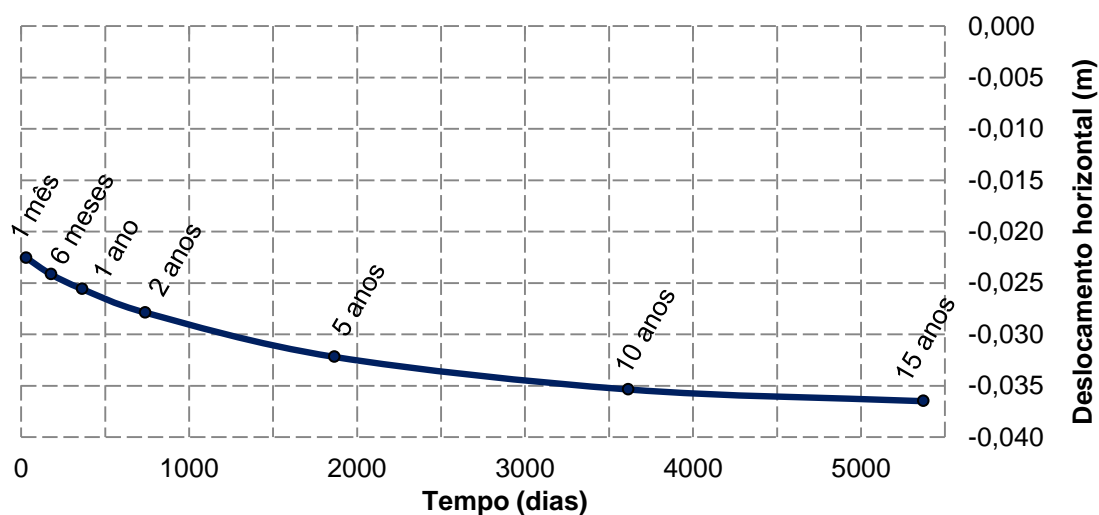


Fig. 4.42 – Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno suportado

No que respeita à evolução do deslocamento vertical máximo à superfície do terreno, a 20,3 m de distância da parede, pode-se observar um crescimento mais rápido que o do deslocamento horizontal máximo, sendo a diferença observada de 4 cm de assentamento, durante o processo de consolidação.

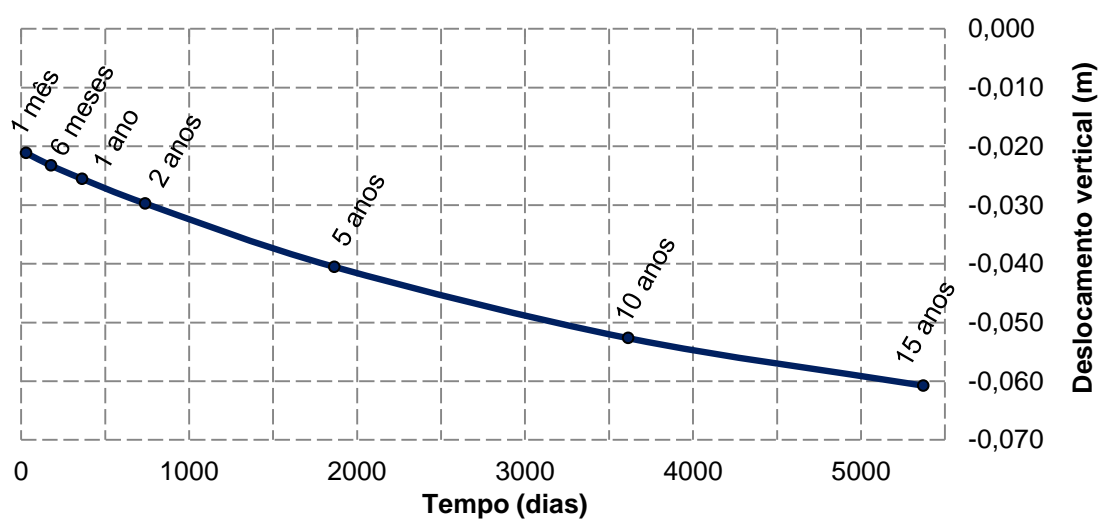


Fig. 4.43 – Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno suportado

Analisando por fim o deslocamento máximo na base de escavação no ponto junto ao eixo de simetria, pode concluir-se que não existe alteração significativa do seu valor nas várias fases de consolidação, assim como se observou anteriormente na Fig. 4.41.

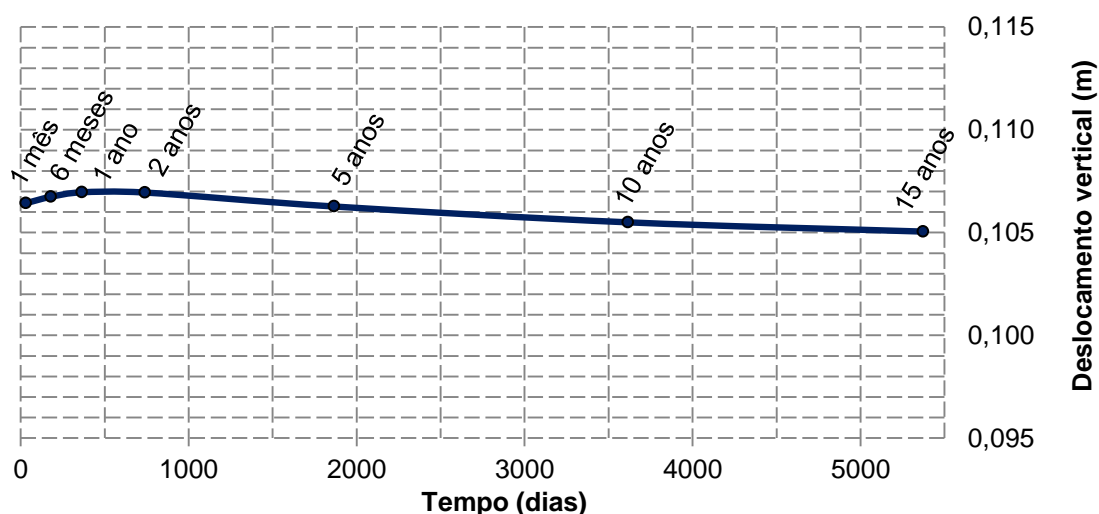


Fig. 4.44 - Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da base de escavação

4.2.3.4. Esforços axiais no escoramento

Os resultados da evolução temporal dos esforços axiais nos 3 níveis de escoras encontram-se no gráfico da Fig. 4.45. É de notar que o esforço axial de compressão da escora 1 é o mais elevado e que o seu valor diminui de forma regular de 124 kN/m para 112 kN/m (redução de 12,6%). O segundo nível de escoras apresenta uma redução maior do esforço axial de 54 kN/m para 39 kN/m (27,7%).

Por outro lado, a escora 3 aumenta o seu esforço axial com o decorrer da consolidação, exceto nas fases de 1, 2 e 5 anos após a construção, sendo o valor no início da consolidação de 34 kN/m e de 43 kN/m no final da mesma (28,8% de acréscimo).

Estes valores estão em concordância com os obtidos relativamente ao deslocamento horizontal da parede, o qual permanece praticamente inalterado na zona do escoramento (ver Fig. 4.38).

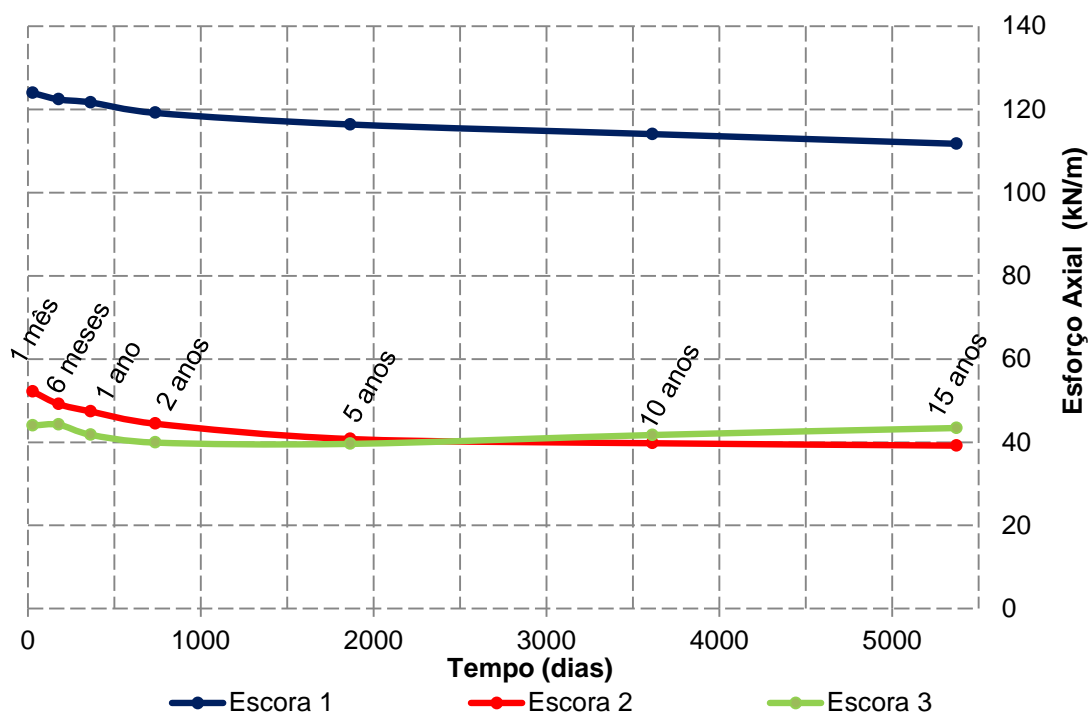


Fig. 4.45 – Evolução temporal do esforço axial (compressão) de cada escora

4.2.3.5. Momentos fletores na parede

Na Fig. 4.46 estão ilustrados os diagramas de momentos fletores para o início e final da consolidação.

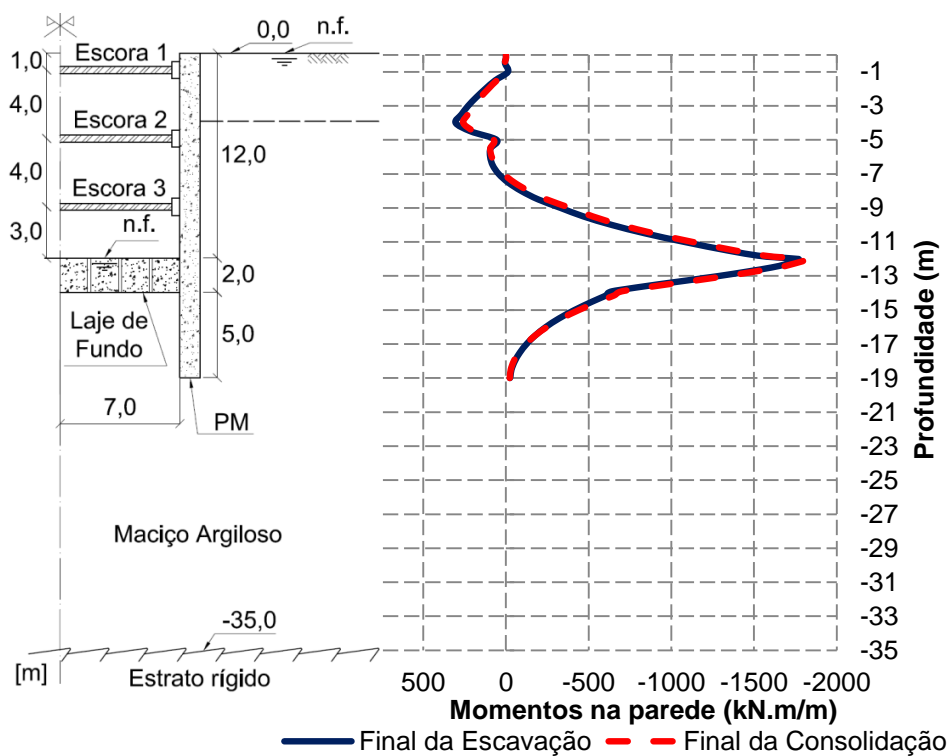


Fig. 4.46 – Diagrama de momentos fletores na parede no final da escavação e no final da consolidação

Os esforços na parede dependem das ações, nomeadamente as pressões de terras e os esforços das escoras. Não existe grande variação das pressões no tardo da parede, porém, o mesmo não se verifica no lado escavado (ver Fig. 4.49). Existe também uma variação dos esforços das escoras durante o processo de consolidação, como analisado anteriormente, que, de certa maneira, compensa o efeito da variação das pressões de terras, resultando na semelhança dos diagramas de momentos fletores na parede no final da escavação e no final da consolidação.

4.2.3.6. Esforços na laje de fundo

Relativamente aos esforços na laje de fundo, tanto o esforço axial (Fig. 4.47) como os momentos fletores (Fig. 4.48), não sofrem alteração significativa, podendo também comprovar a semelhança de deslocamentos verticais na base da escavação das fases de final da construção e de final da consolidação (ver Fig. 4.41).

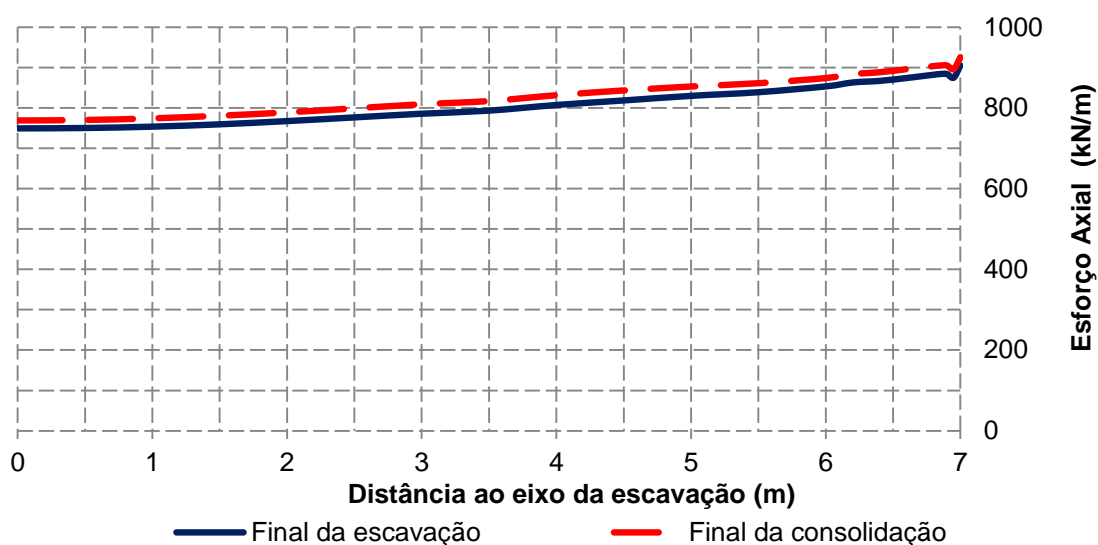


Fig. 4.47 - Esforço axial na laje de *jet grout* no final da escavação e no final da consolidação

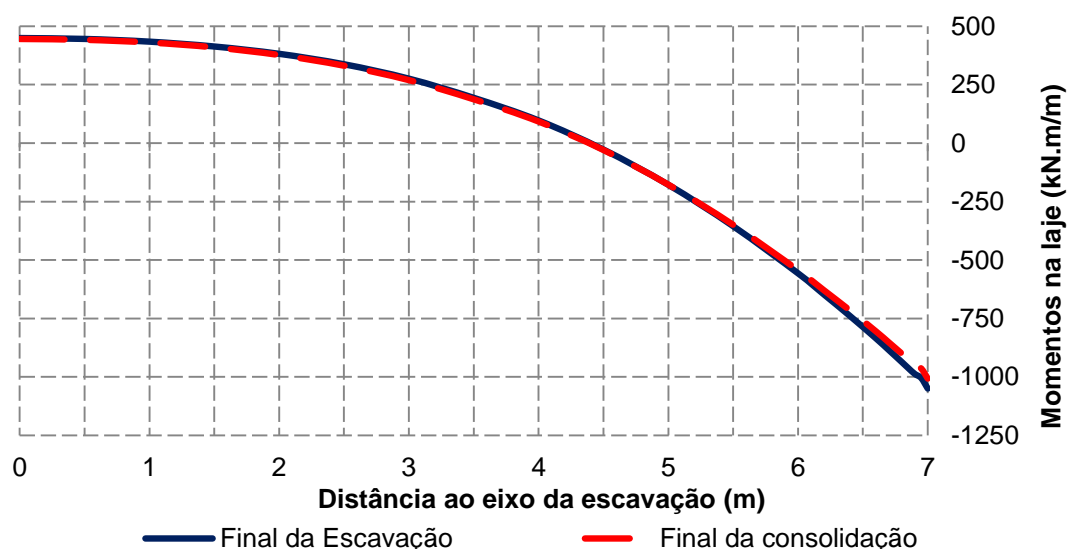


Fig. 4.48 - Diagrama de momentos fletores na laje no final da escavação e no final da consolidação

4.2.3.7. Pressões do solo sobre as faces da parede

As pressões de terras (tensões horizontais totais) exercidas sobre as faces da parede, no final da escavação e no final da consolidação, estão ilustradas na Fig. 4.49. Verifica-se uma ligeira variação no lado escavado da parede (abaixo do nível da laje), o que está associado, principalmente, à variação da tensão efetiva horizontal nessa zona, com a consolidação, como analisado previamente. Pelo contrário, no lado suportado não se verificam variações significativas das pressões sobre a face da parede.

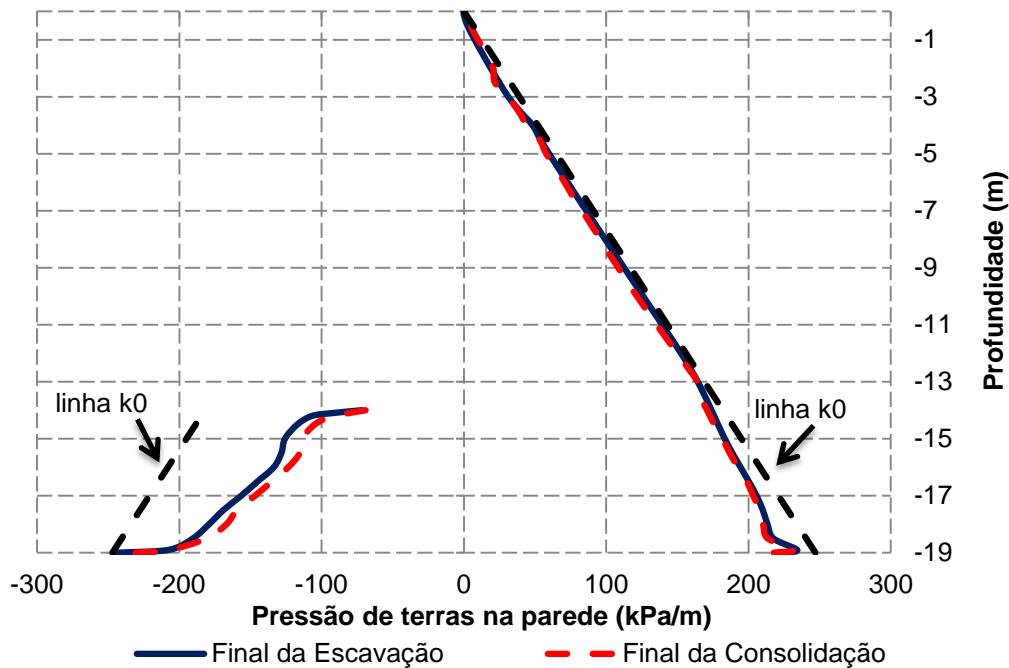


Fig. 4.49 - Diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação

4.2.4. ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

Apresentam-se as superfícies de deslizamento (ou rotura) consideradas inicialmente no cálculo do fator de segurança da estabilidade global na Fig. 4.50 e na Fig. 4.51.

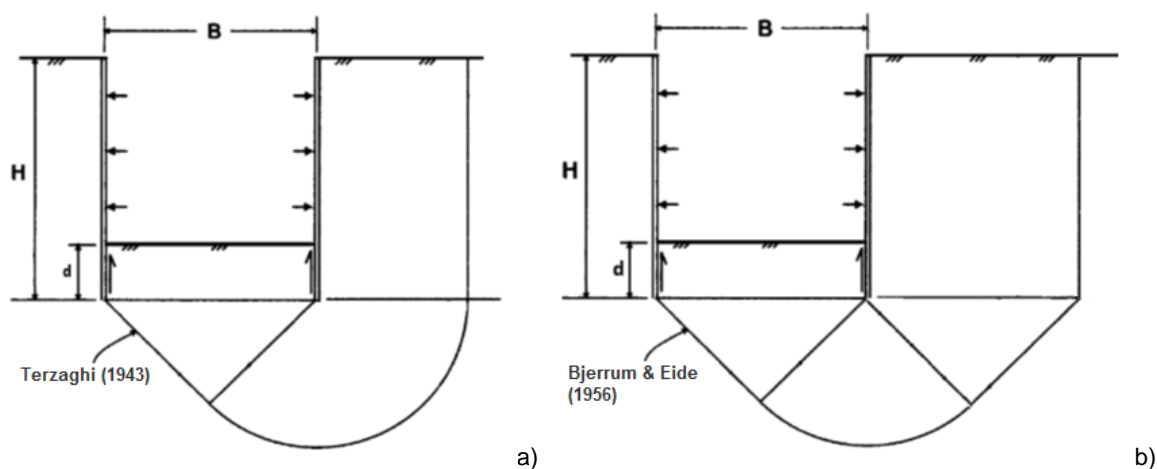


Fig. 4.50 – Superfície de deslizamento de: a) Terzaghi; b) Bjerrum & Eide (adaptado de Borges e Pinto, 2013)

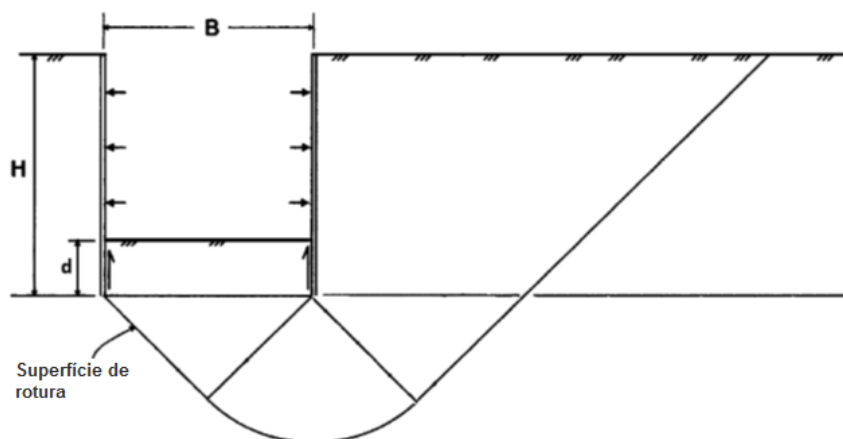


Fig. 4.51 – Superfície de deslizamento de Borges e Pinto (2013), para o programa de elementos finitos

Pela observação dos resultados do capítulo anterior, nomeadamente comportamento evolutivo das colorações do nível de tensão durante o processo de consolidação (ver Fig. 4.34), achou-se relevante estudar outras superfícies de deslizamento, no presente estudo, visto que o nível de tensão está relacionado com o fator de segurança. Como se concluiu, o nível de tensão na zona do maciço suportado aumenta até à fase de 2 anos após a construção e posteriormente diminui, sendo por isso a fase correspondente ao menor fator de segurança. Desta forma, contrapôs-se a coloração do nível de tensão para essa fase com as superfícies de deslizamento inicialmente consideradas, na Fig. 4.52.

Optou-se por fazer passar as novas superfícies de deslizamento (*S2*, *S3* e *S4*) na zona do maciço que apresenta maior nível de tensão, ou seja, a zona com coloração mais alaranjada e avermelhada, sendo tangentes ao arco de circunferência abaixo da extremidade inferior da parede, como se pode observar pela seguinte figura. A superfície de deslizamento *S1* corresponde à superfície da Fig. 4.51.

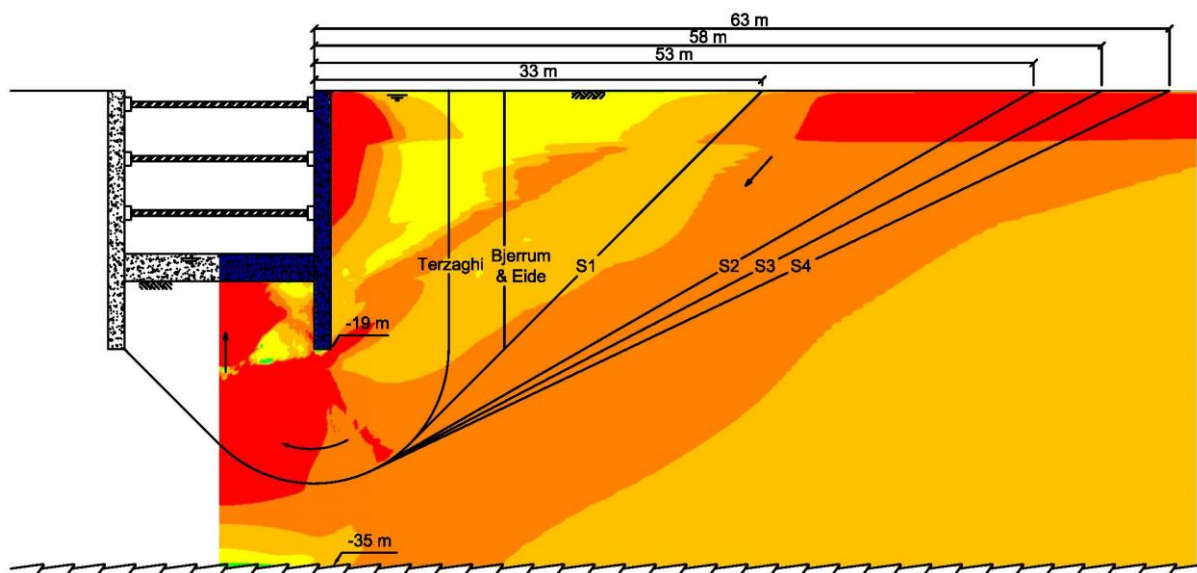


Fig. 4.52 – Superfícies de deslizamento consideradas no problema base

Recordando os métodos tradicionais de avaliação do fator de segurança ao levantamento do fundo de escavações em solos argilosos moles, explicitados no capítulo 2, apresenta-se de seguida o cálculo do FS para os métodos de Terzaghi (1943) e de Bjerrum e Eide (1956).

Deste modo, pela equação (2.5) é possível calcular os valores do fator de segurança (FS) com o decorrer da escavação (ver Quadro 4.6), pela abordagem de Terzaghi (1943), em que h é a altura de escavação. Tendo em conta que, no presente trabalho, c_u varia linearmente com a profundidade, na aplicação da equação (2.5), usou-se o valor médio de c_u ao longo da linha cbe (rever Fig. 2.3), cujo valor ($c_u=40,133$ kPa) foi obtido resolvendo o respetivo integral.

Quadro 4.6 – Cálculo do fator de segurança (FS) segundo Terzaghi (1943)

B (m)	H (m)	H/B	h (m)	d (m)	$N_c=2+\pi$	c_u (kPa)	c_a (kPa)	FS
14	19	1,357	1	18	5,1416	40,133	16,80	2,3683
			2	17			17,64	2,2962
			3	16			18,48	2,2231
			4	15			19,32	2,1489
			5	14			20,16	2,0737
			6	13			21,00	1,9973
			7	12			21,84	1,9200
			8	11			22,68	1,8416
			9	10			23,52	1,7621
			10	9			24,36	1,6815
			11	8			25,20	1,5999
			12	7			26,04	1,5173

De igual forma, no Quadro 4.7 apresenta-se o valor do fator de segurança calculado pela equação (2.7) de Bjerrum e Eide (1956), com o decorrer da escavação, para os três casos do ábaco da Fig. 2.5: $L=\infty$; $L=2B$ e $L=B$ (quadrado ou círculo).

Quadro 4.7 - Cálculo do fator de segurança (FS) segundo Bjerrum e Eide (1956)

B (m)	H (m)	H/B	h (m)	d (m)	c_u (kPa)	c_a (kPa)	$L=\infty$		$L=2B$		$L=B$	
							N_c	FS	N_c	FS	N_c	FS
14	19	1,357	1	18	40,133	16,80	6,70	1,9740	7,25	2,0466	8,00	2,1456
			2	17		17,64		1,9202		1,9928		2,0918
			3	16		18,48		1,8656		1,9382		2,0372
			4	15		19,32		1,8102		1,8828		1,9818
			5	14		20,16		1,7540		1,8266		1,9256
			6	13		21,00		1,6970		1,7696		1,8686
			7	12		21,84		1,6392		1,7118		1,8109
			8	11		22,68		1,5807		1,6533		1,7523
			9	10		23,52		1,5213		1,5940		1,6930
			10	9		24,36		1,4612		1,5338		1,6328
			11	8		25,20		1,4003		1,4729		1,5719
			12	7		26,04		1,3386		1,4112		1,5102

O primeiro caso ($L=\infty$) é o mais revelante visto que se trata de uma escavação de desenvolvimento longitudinal infinito, isto é, análise em estado plano de deformação, como referido anteriormente.

A Fig. 4.53 mostra, a partir da fase de 5 m de escavação até ao final da mesma, a evolução dos fatores de segurança obtidos pelo MEF e programa LBASE, para as superfícies de deslizamento propostas inicialmente, em contraponto com os resultados determinados no Quadro 4.6 e no Quadro 4.7. Optou-se por não considerar os fatores de segurança para as fases iniciais da escavação, visto que é menos iminente a rotura global do maciço para uma pequena profundidade de escavação, logo, são valores menos realistas.

É evidente a tendência de redução do fator de segurança com o decorrer da escavação, principalmente nas superfícies de deslizamento sugeridas por Terzaghi (1943) e por Bjerrum e Eide (1956).

O fator de segurança da superfície de deslizamento *SI* é notoriamente mais baixo do que o calculado para as outras superfícies, o que demonstra a pertinência de estudar outras superfícies de rotura para o problema em estudo.

Quanto aos valores teóricos do fator de segurança, o método de Bjerrum e Eide (1956) permite obter resultados do lado da segurança, visto que os valores são inferiores aos do método de Terzaghi (1943), sendo que o menor fator de segurança ocorre quando $L=\infty$, isto é, quando é uma análise em estado plano de deformação, como é o caso do presente estudo.

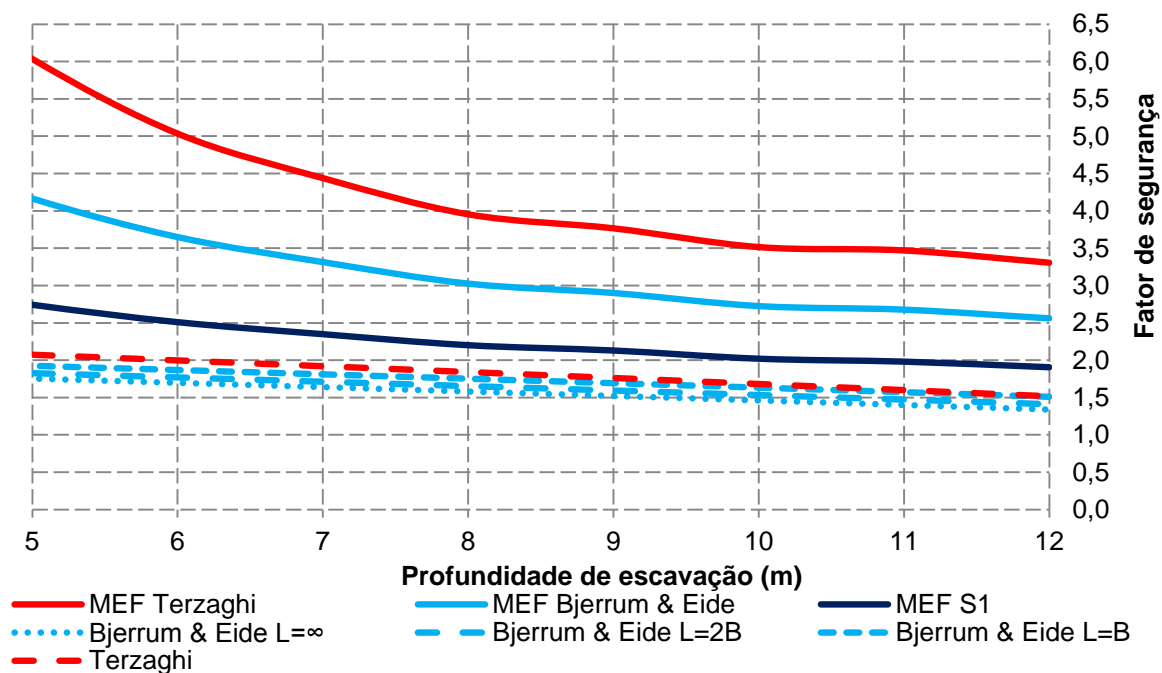


Fig. 4.53 – Fatores de segurança teóricos e os experimentais pelo método de elementos finitos (MEF) durante a escavação para as superfícies de rotura: Terzaghi; Bjerrum & Eide e S1 – problema base

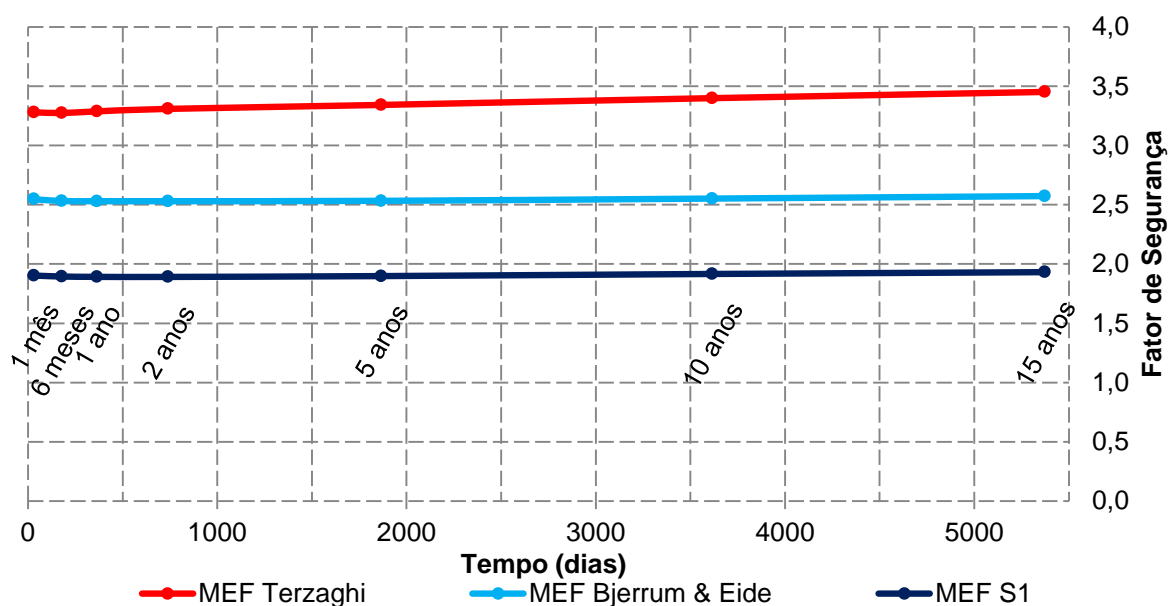


Fig. 4.54 – Evolução temporal do fator de segurança experimental para as superfícies de rotura: Terzaghi; Bjerrum & Eide e S1 – problema base

Observando a Fig. 4.54, é possível verificar que não ocorre grande alteração nos valores do fator de segurança para as superfícies de deslizamento em análise durante o processo de consolidação. Esse fator aumenta a longo prazo, sendo mais perceptível na superfície correspondente ao método de Terzaghi (1943), embora que muito ligeiramente (entre 3,280 e 3,452).

É de notar que a superfície de deslizamento *S1* apresenta também valores do fator de segurança menores, como já referido, com o decorrer da consolidação, da ordem de 25% de diferença em relação à de Bjerrum e Eide (1956) e de 43% à de Terzaghi (1943).

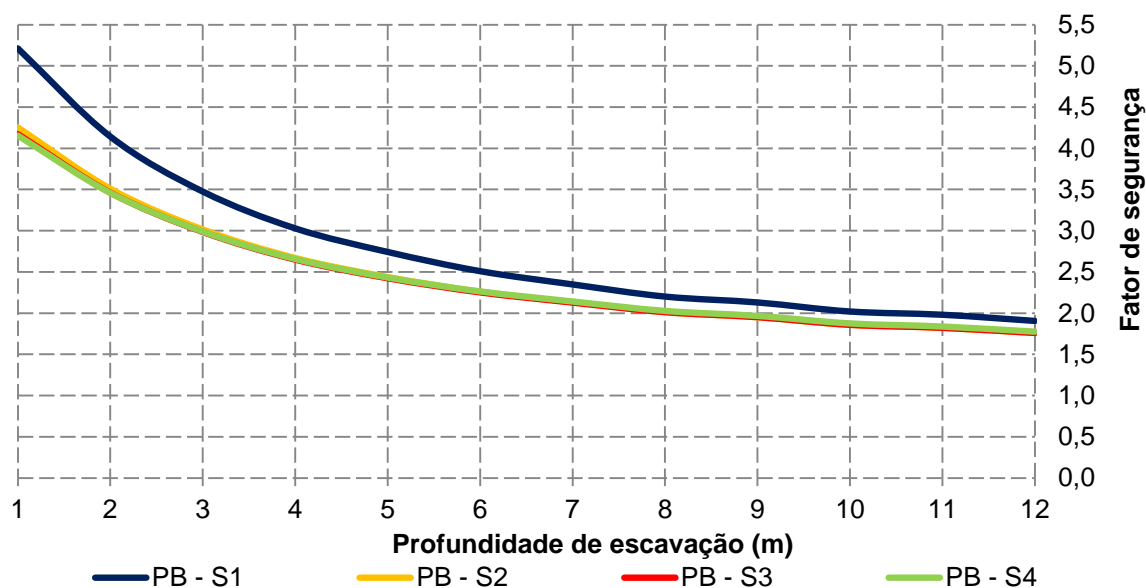


Fig. 4.55 – Comparação do fator de segurança durante a escavação entre as superfícies S1, S2, S3 e S4 – problema base

Relativamente às novas superfícies adotadas para a análise da estabilidade global do problema, pode-se concluir que apresentam valores do fator de segurança menores relativamente à superfície *S1*, como esperado, tanto no decorrer da escavação (ver Fig. 4.55) como no decorrer do processo de consolidação (ver Fig. 4.56). Neste período pós-constructivo, a uma escala mais ampliada, é possível corroborar as conclusões tecidas acerca da evolução do nível de tensão e sua relação com o fator de segurança, visto que o mesmo diminui até à fase de 2 anos após a construção, atingindo o valor de 1,891 na superfície *S1*, e tende a aumentar até 1,931 para a mesma superfície, mesmo que a diferença seja ligeira, como anteriormente referido.

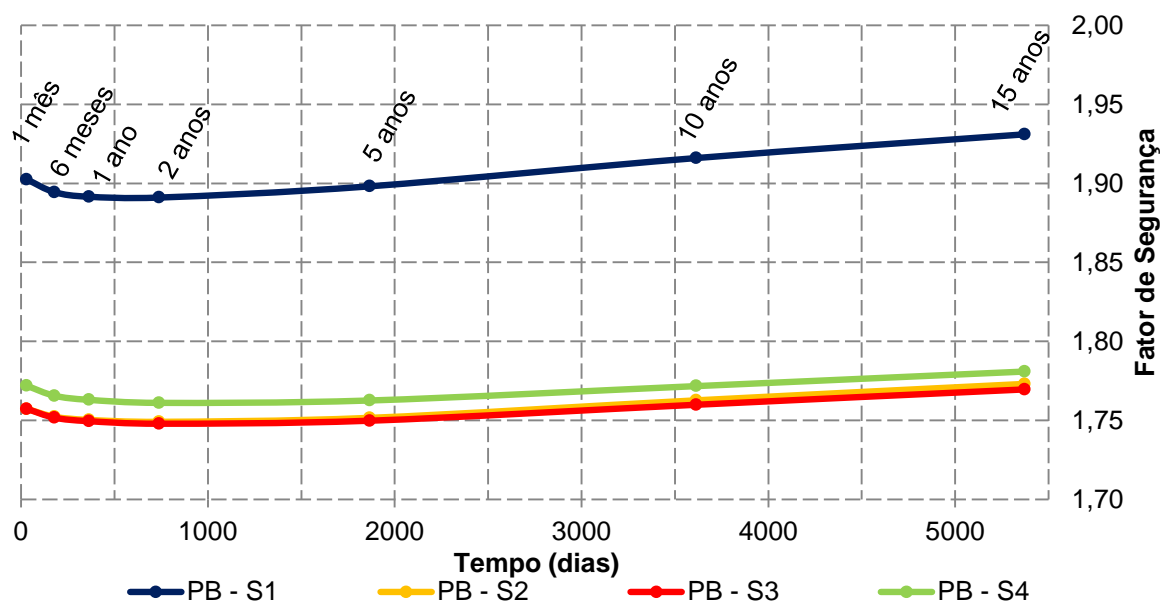


Fig. 4.56 – Evolução temporal do fator de segurança para as superfícies de ruptura S1, S2, S3 e S4 – problema base

A longo prazo, na Fig. 4.56, verifica-se que as superfícies de deslizamento S2, S3 e S4 exibem fator de segurança menores do que a superfície S1, na ordem dos 8%, sendo a superfície S3, com um desenvolvimento de 58 m para além da escavação (recordar a Fig. 4.52), a superfície mais gravosa, atingindo o valor mínimo de 1,748 aos 2 anos após a construção.

De um modo geral, pode-se concluir que a análise de estabilidade global de escavações em maciços argilosos moles deve englobar diferentes superfícies de deslizamento de terras para uma melhor perceção do problema em estudo. Como referido, uma escavação num maciço argiloso com estas características implica uma grande alteração do estado de tensão por toda a extensa área envolvente da escavação, tornando-se importante estudar o comportamento do maciço, quer a curto prazo como a longo prazo.

O EC7, NP EN 1997-1:2010, estabelece que se deve cumprir vários estados limites para todos os tipos de estruturas de suporte, nomeadamente a perda de estabilidade global. Como tal, é usual utilizar um fator de segurança mínimo de 1,5 para se cumprir a segurança neste tipo de obra.

O fator de segurança está diretamente relacionado com o dimensionamento do sistema de contenção, visto que influencia a robustez do mesmo. Menores valores do fator de segurança implicam o reforço da estrutura, nomeadamente: aumento da percentagem de armadura do betão armado da parede moldada; aumento da espessura e (ou) da altura enterrada da parede moldada; alteração do tipo de estrutura de contenção (eventualmente); alteração dos perfis utilizados no escoramento; aumento da espessura da laje de fundo em *jet grout*; ou até mesmo alteração das características geométricas ou hidráulicas do problema. Todos estes fatores influenciam os custos associados à obra, e como se sabe, o papel do engenheiro ou projetista passa por tornar rentável a execução da obra em questão, verificando, naturalmente, a segurança em relação a todos os estados limites.

5

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo pretende complementar parte do estudo realizado no capítulo anterior, analisando-se a influência de certos parâmetros no comportamento do maciço de escavação, assim como na estrutura de contenção.

São diversos os parâmetros que numa escavação podem ser analisados e que influenciam o desempenho do comportamento global da mesma, apresentando cada um deles uma maior ou menor importância. Alguns exemplos de parâmetros são: largura da escavação; profundidade da escavação; altura enterrada da parede abaixo da base da escavação; características de deformabilidade e de resistência dos solos argilosos; poço dos solos moles, etc. Porém, no presente trabalho optou-se por analisar os seguintes parâmetros:

- Remoção da laje de fundo;
- Altura enterrada da parede.

De seguida, apresentam-se os resultados considerados mais pertinentes para o estudo da influência de cada parâmetro para o comportamento global da escavação.

5.2. INFLUÊNCIA DA REMOÇÃO DA LAJE DE FUNDO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo a obter deslocamentos reduzidos quer na parede moldada como no maciço adjacente, considerou-se a execução de uma laje de fundo de *jet grout* no problema base (capítulo anterior).

Visto que o recurso a lajes de fundo de *jet grout* tem sido uma prática nem sempre utilizada em obras de escavações em solos moles, optou-se por simular novamente o problema base, mas desta vez sem a presença da laje de fundo.

Em escavações em maciços argilosos moles, quando a parede de contenção não é prolongada até um estrato rígido, a função da laje de fundo passa não só pela redução dos deslocamentos no maciço e na parede de contenção, mas também pela garantia da estabilidade da base da escavação.

No capítulo anterior chegou-se à conclusão que estaria garantida a segurança à rotura global, dadas as características geométricas e hidráulicas do problema.

Como tal, ilustram-se na Fig. 5.1 as diferenças entre o problema base e a escavação sem laje de fundo.

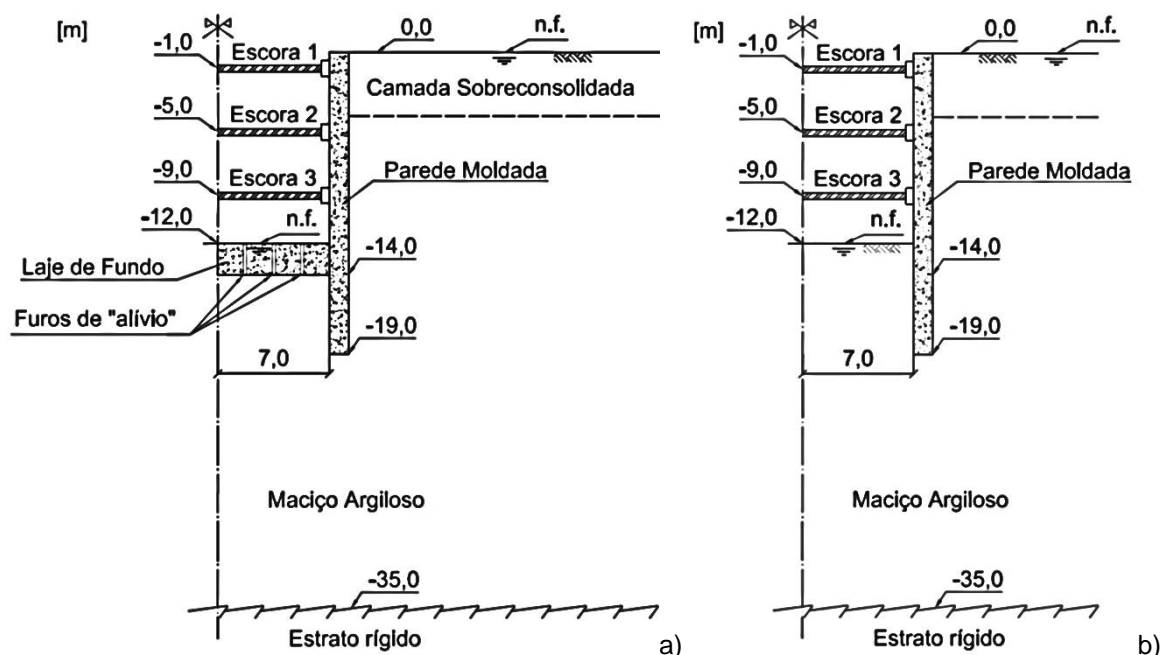


Fig. 5.1 – Geometria do problema em estudo: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

Optou-se ainda por reforçar o último nível de escoras, visto que, com a remoção da laje de fundo, a estrutura de contenção fica com menos um apoio. A única diferença foi a substituição do perfil D 427 / 25 (ver Quadro 4.5) por dois perfis D 427 / 32 justapostos. Quando não existem perfis em catálogo suficientemente robustos, é prática corrente recorrer ao reforço de níveis de escoras com mais do que um perfil.

5.2.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

5.2.2.1. Excessos de pressão neutra

De modo a se perceber como a remoção da laje de fundo afeta os resultados relativos aos excessos de pressão neutra, comparativamente com os obtidos para o problema base, apresentam-se a Fig. 5.2 e a Fig. 5.3, onde se ilustram os excessos de pressão neutra respeitantes ao final da escavação e ao final da consolidação para o problema base (com laje de fundo) e para o estudo sem laje de fundo, sendo assim possível tecer algumas conclusões.

No final da escavação para o maciço do lado escavado, a grandeza dos excessos de pressão neutra gerados, comparativamente com a do problema base, sofre uma grande variação, destacando-se o aumento dos excessos de pressão neutra negativos no maciço subjacente à escavação; este facto é justificado pela existência de um maior efeito de decompressão nessa zona.

Relativamente ao lado suportado, verifica-se um aumento dos excessos de pressão neutra negativos junto à parede na zona onde existia a laje de fundo. Este facto deve-se ao aumento dos deslocamentos da parede, como se mostrará mais à frente, devido à retirada da laje de fundo, ou seja, a parede fica com menos um apoio, o que leva a que os deslocamentos da mesma sejam superiores e consequentemente o maciço sofre uma maior decompressão provocando assim a geração de maiores excessos de pressão neutra negativos.

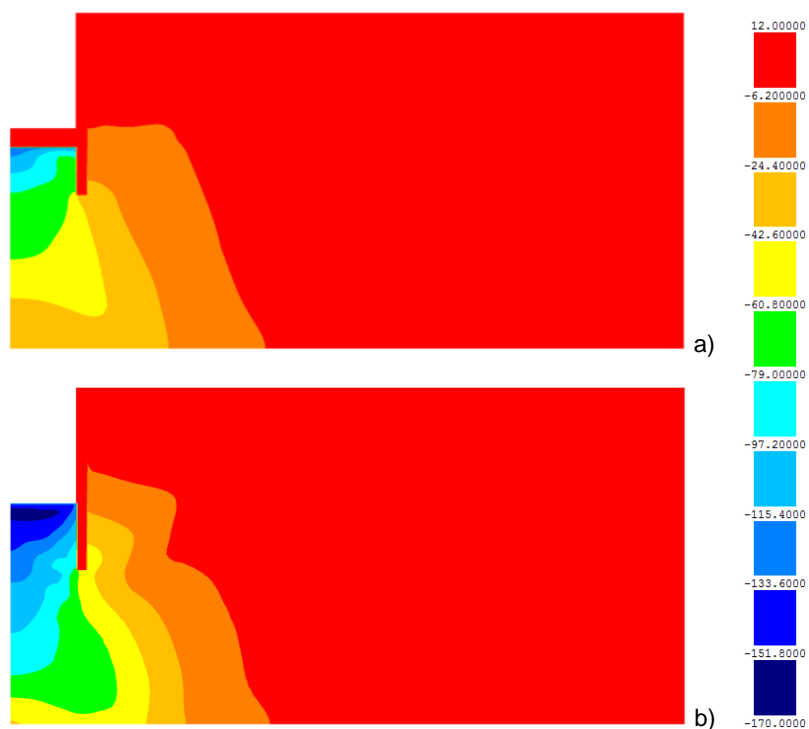


Fig. 5.2 – Excessos de pressão neutra (kPa) no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

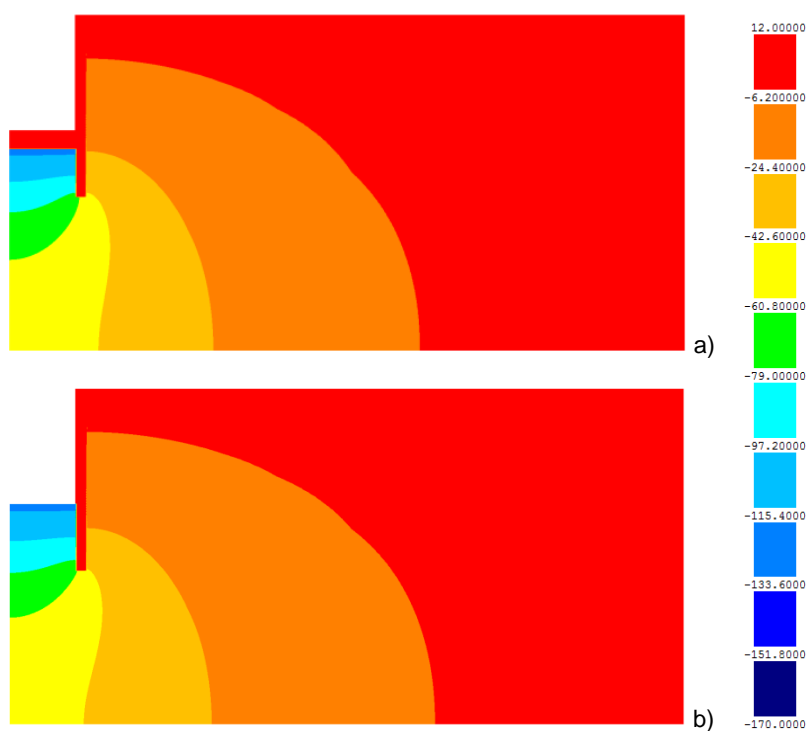


Fig. 5.3 – Excessos de pressão neutra (kPa) no final da consolidação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

Relativamente à Fig. 5.3, não se verifica uma diferença significativa nos excessos de pressão neutra entre o problema base e o problema sem laje de fundo, no final da consolidação.

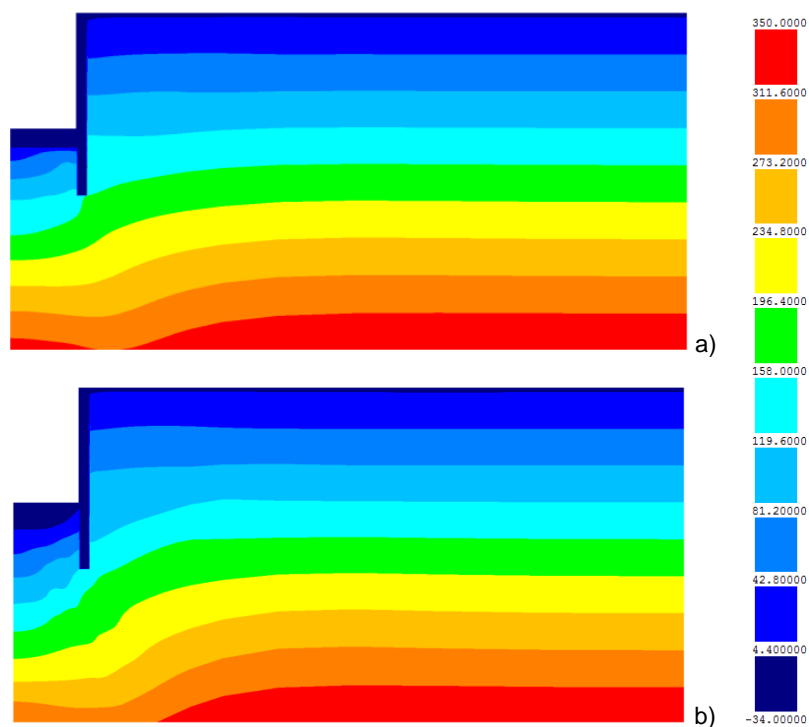


Fig. 5.4 – Pressões neutras (kPa) no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

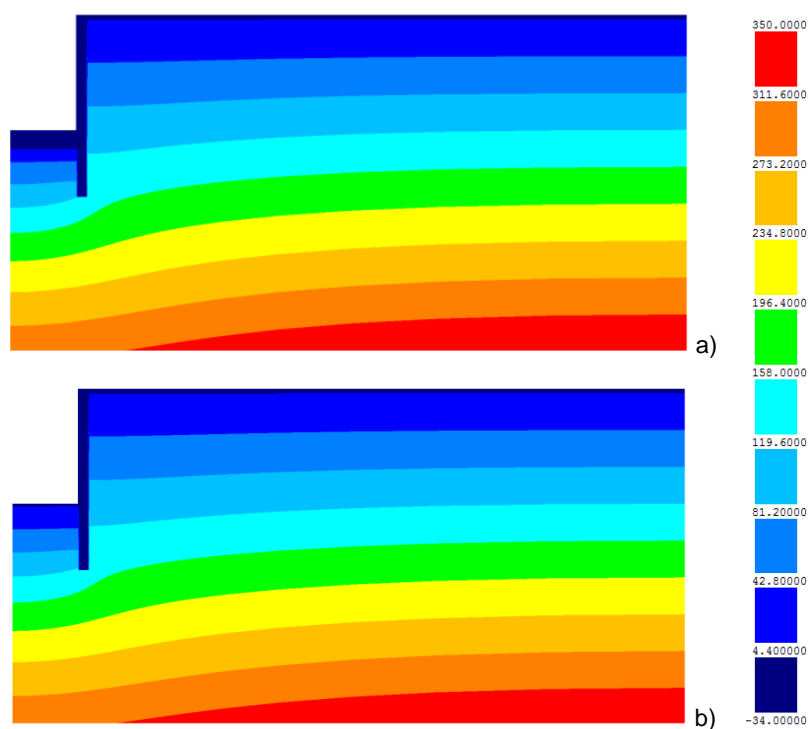


Fig. 5.5 – Pressões neutras (kPa) no final da consolidação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

A Fig. 5.4 e a Fig. 5.5 permitem corroborar as conclusões tecidas anteriormente relativamente aos excessos de pressão neutra.

5.2.2.2. Tensões principais efetivas e tensões de corte

Pela Fig. 5.6 pode-se observar as cruzetas de tensões principais efetivas para os dois casos em análise, no final da escavação. É possível constatar que o processo de escavação altera significativamente o estado de tensão efetiva através da rotação das cruzetas de tensão. Essa rotação assume maior expressividade junto à parede moldada, o que significa que as tensões de corte (τ_{xy}) serão maiores nessa zona, para o problema sem laje de fundo.

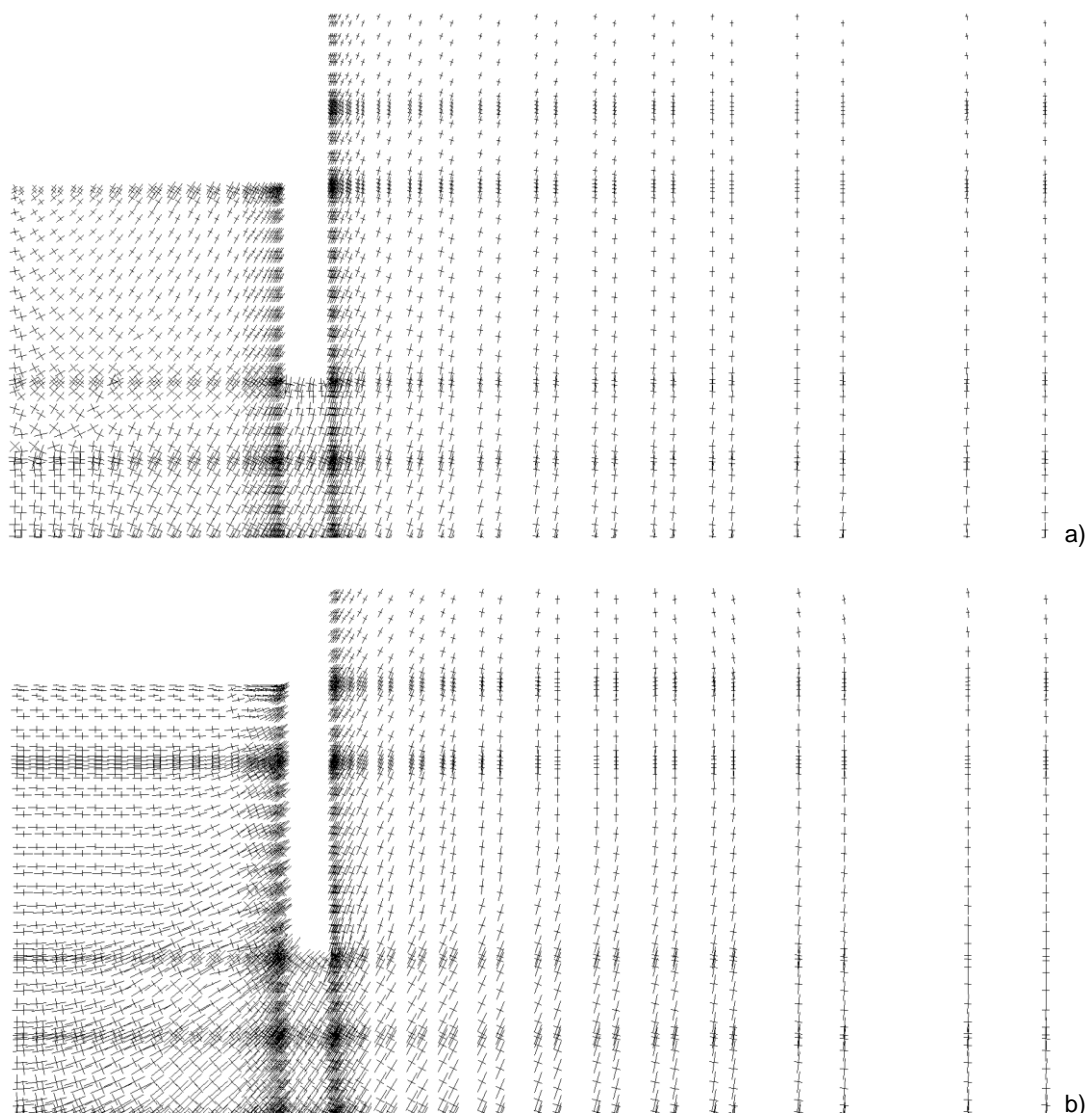


Fig. 5.6 - Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

De forma a avaliar a grandeza das tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) mobilizadas nos dois problemas, ilustram-se na Fig. 5.7 e na Fig. 5.8 as colorações relativas às tensões de corte para o final da escavação e final da consolidação, respetivamente.

Analisando as duas figuras, é possível corroborar o que foi dito anteriormente para as cruzetas de tensão. No problema sem laje de fundo, mobilizam-se tensões de corte com valores substancialmente maiores do que os do problema base, sendo mais significativas abaixo da base de escavação, junto à

extremidade inferior da parede e abaixo da mesma, diminuindo à medida que aumenta a distância à parede, quer do lado escavado quer do lado suportado.

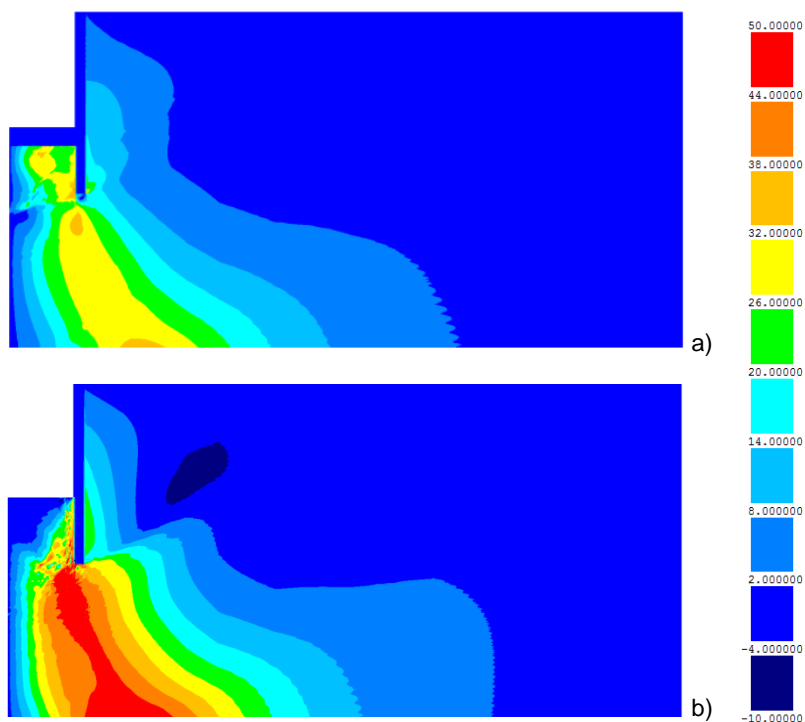


Fig. 5.7 – Tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

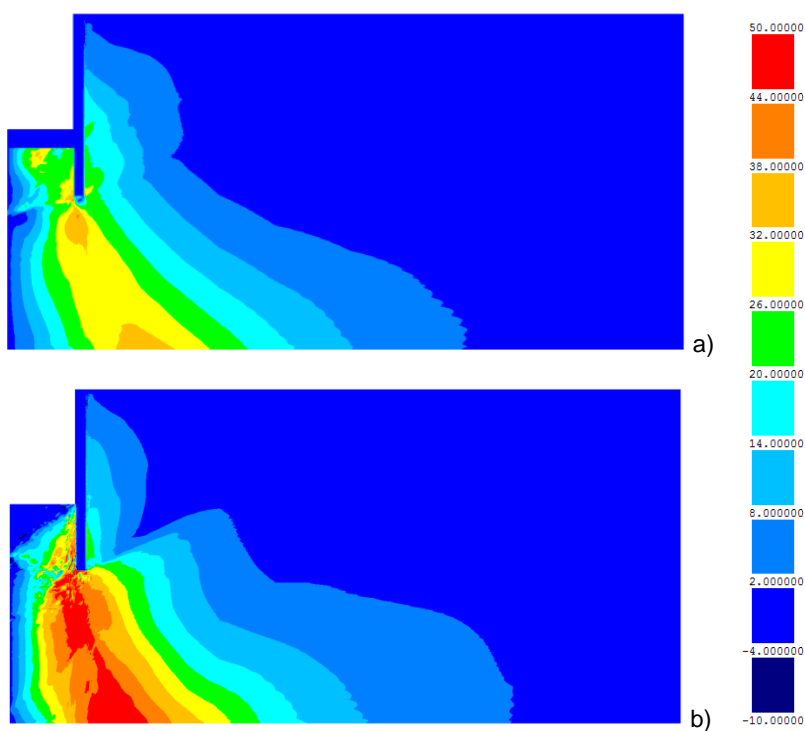


Fig. 5.8 – Tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso no final da consolidação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

5.2.2.3. Níveis de tensão

A Fig. 5.9 e a Fig. 5.10 ilustram os níveis de tensão no maciço, no final da escavação e no final da consolidação, respectivamente, para o problema base e o problema sem laje de fundo.

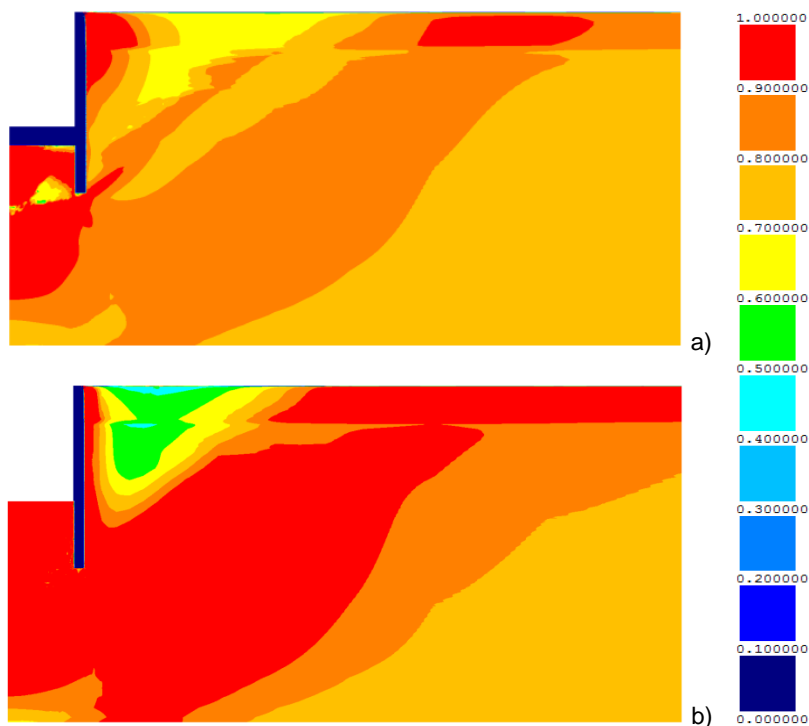


Fig. 5.9 – Níveis de tensão no maciço argiloso no final da escavação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

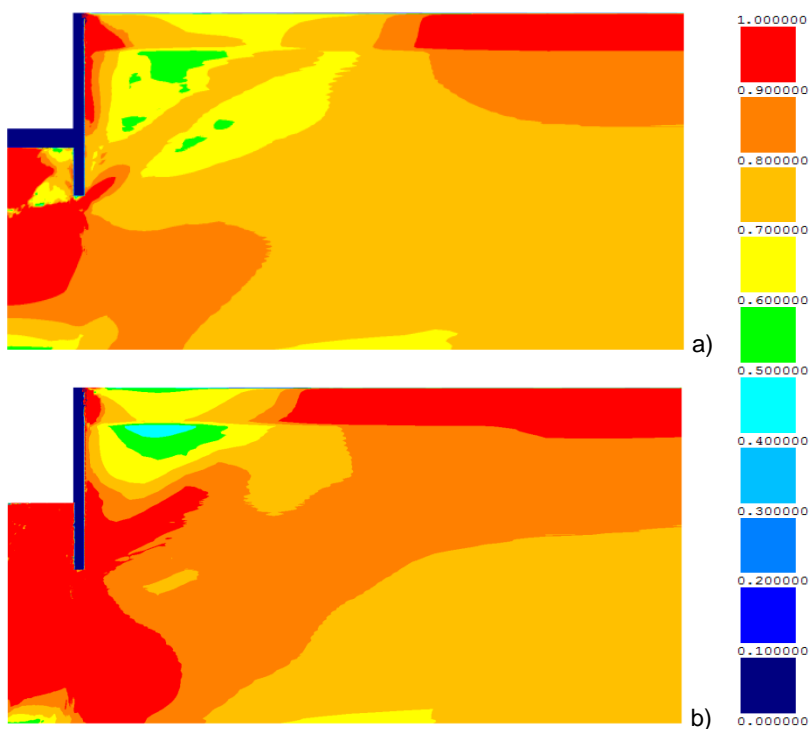


Fig. 5.10 – Níveis de tensão no maciço argiloso no final da consolidação: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

Ao analisar as duas figuras, no lado escavado, sem a laje de fundo, verifica-se um aumento dos níveis de tensão no maciço, quer no final da escavação quer no final da consolidação.

Relativamente ao lado suportado, tanto no final da escavação como no final da consolidação, sem a laje, assiste-se a um aumento significativo dos níveis de tensão na zona envolvente, estendendo-se numa grande área do maciço argiloso. Em contrapartida, junto à superfície do terreno perto da parede, nota-se uma diminuição dos níveis de tensão, com a retirada da laje de fundo.

5.2.3. DESLOCAMENTOS

Será agora analisada a influência da remoção da laje de fundo na evolução dos deslocamentos induzidos pela escavação, quer no maciço argiloso quer na estrutura de contenção, no final da escavação e no final da consolidação.

Pode-se concluir que os deslocamentos horizontais da parede aumentam significativamente, embora se tenha reforçado um pouco o terceiro nível de escoras. A parede apresenta um comportamento de rotação em torno do seu topo e atinge um deslocamento máximo no final da escavação de 12 cm na sua extremidade inferior.

Neste caso, é mais perceptível o aumento dos deslocamentos horizontais da parede abaixo da base de escavação no final da consolidação relativamente aos do final da construção, sendo a diferença de 1,5 cm na extremidade inferior da parede.

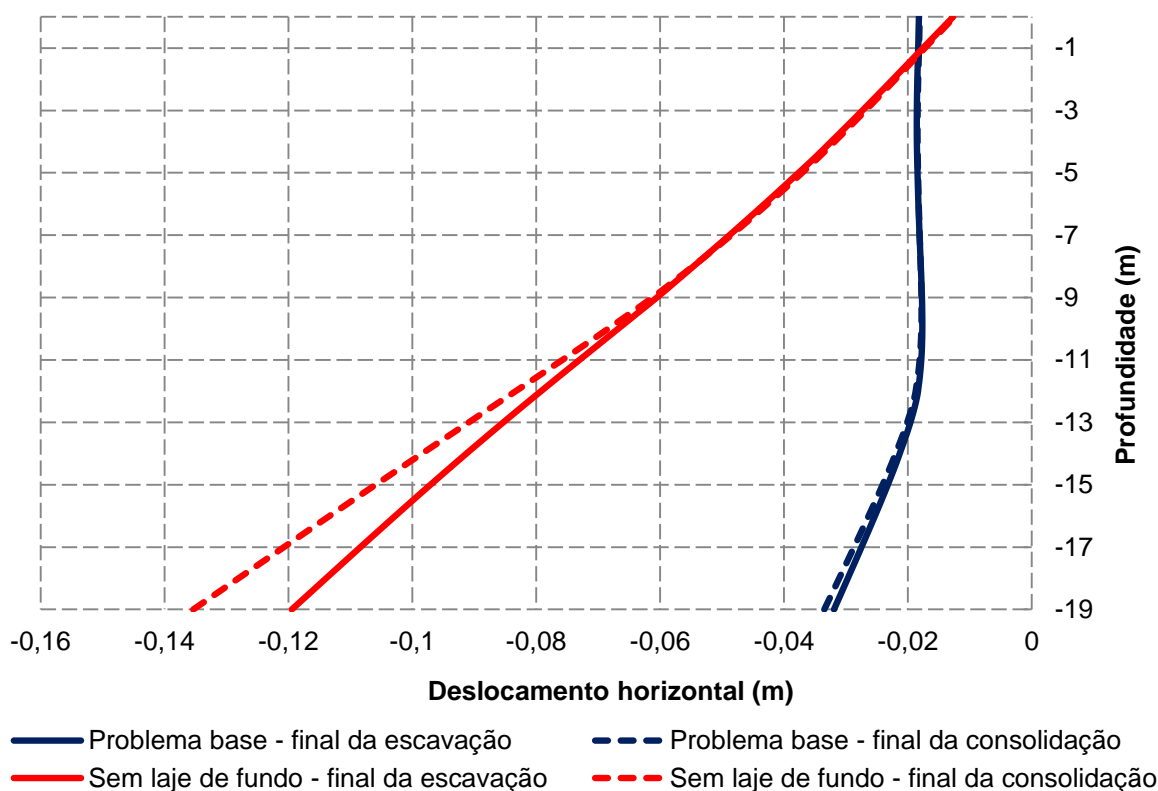


Fig. 5.11 – Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos horizontais da parede

Relativamente aos deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado (ver Fig. 5.12), é de notar igualmente o aumento dos mesmos. O ponto com maior deslocamento encontra-se mais próximo da parede do que no problema base, tomando o valor de 5,1 cm no final da escavação e 6,3 cm no final da consolidação, a cerca de 20 m de distância à parede.

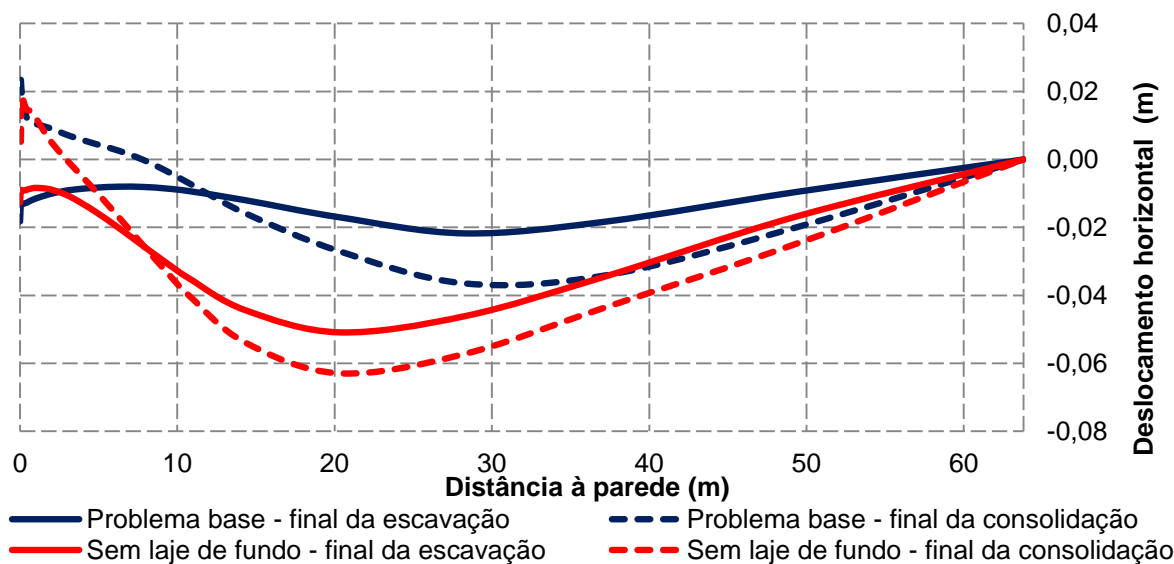


Fig. 5.12 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos horizontais da superfície de terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação

Os assentamentos da superfície do terreno suportado com a retirada da laje de fundo são muito mais significativos do que os que ocorrem no problema base (ver Fig. 5.13), sendo o valor máximo registado de 9,6 cm de assentamento (aumento de 58% no final da consolidação) a cerca de 15 m de distância à parede.

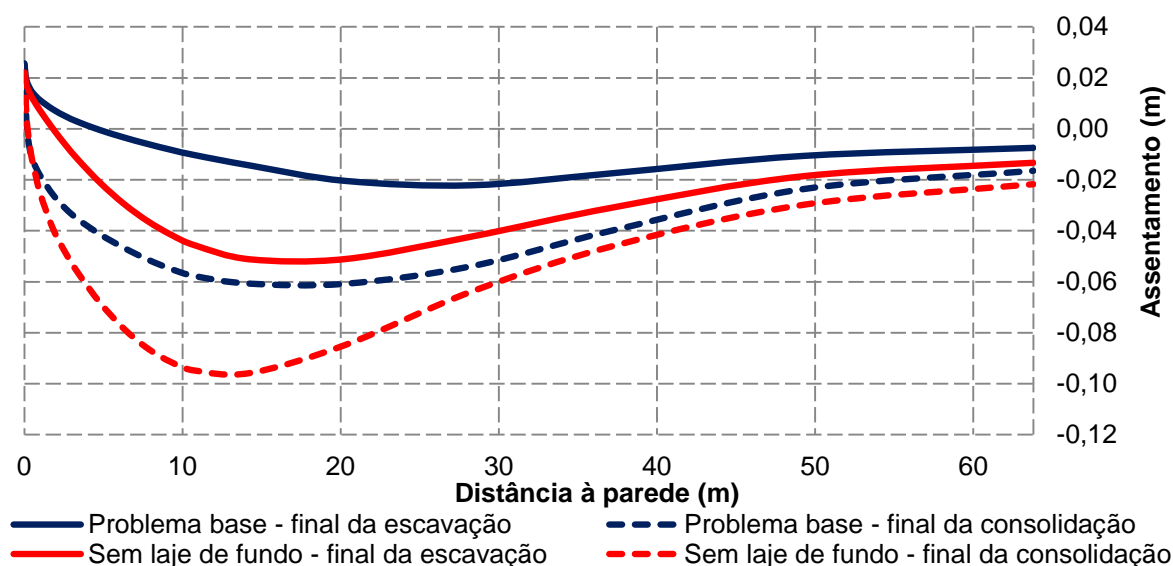


Fig. 5.13 – Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos verticais da superfície de terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação

No que respeita ao levantamento da base da escavação (ver Fig. 5.14), regista-se um grande aumento dos deslocamentos face ao problema base no final da escavação (empolamento da ordem dos 20 cm). O processo de consolidação induz o levantamento da base até 35 cm, isto é, um aumento de 75%, no problema sem a laje de fundo, como seria de esperar.

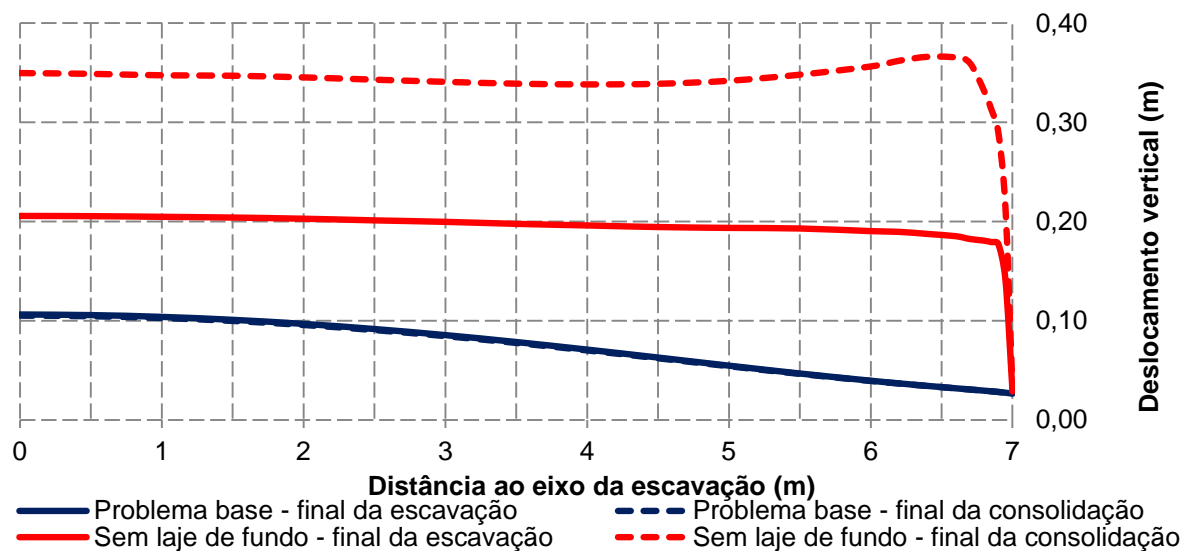


Fig. 5.14 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos verticais da base de escavação no final da escavação e no final da consolidação

É possível concluir que a laje de fundo de *jet grout* desempenha um papel fundamental na redução dos deslocamentos no maciço argiloso e na estrutura de contenção, sendo por isso uma mais-valia nas grandes obras de escavações em solos moles.

5.2.4. ESFORÇOS AXIAIS NO ESCORAMENTO

Quanto aos níveis de escoramento, apresentam-se a Fig. 5.15 e a Fig. 5.16, onde é possível verificar uma grande alteração dos valores de esforço axial entre o problema base e o problema sem laje de fundo.

Analisando a Fig. 5.15, durante a escavação, o primeiro nível de escoras atinge o valor máximo de 242 kN/m (compressão) aos 5 m de escavação e tende a diminuir devido à colocação das escoras e movimento rotacional da parede, como visto anteriormente, até -160 kN/m (esforço de tração) no final da escavação. O segundo nível de escoras atinge o seu esforço máximo de compressão de 608 kN/m aos 9 m de escavação e diminui até ao final da escavação.

Contrariamente ao verificado no problema base, o terceiro nível de escoras é o que se encontra mais esforçado, atingindo o valor de 667 kN/m (compressão) no final da escavação, devendo-se ao facto de receber grande parte das cargas que se exercem sobre a parede abaixo desse nível, dada a inexistência da laje de fundo de *jet grout*.

Por outro lado, durante o processo de consolidação (ver Fig. 5.16), verifica-se que o primeiro nível de escoras tende a manter o seu esforço axial de tração; o segundo nível de escoras apresenta uma diminuição do esforço axial de compressão, até ao valor de 372 kN/m; e o terceiro nível de escoramento diminui o esforço axial até aos 2 anos após a construção, voltando a aumentar até ao final da escavação, atingindo o valor de 887 kN/m.

Os valores do esforço axial de cada nível de escoras estão em concordância com o movimento verificado pela parede moldada, visto que a sua rotação implica uma grande redução dos esforços axiais no primeiro nível de escoras, ou seja, induz esforços de tração no mesmo, e implica o aumento dos esforços axiais de compressão no nível de escoras inferiores devido aos deslocamentos horizontais da parte inferior da parede no sentido da escavação.

Seria necessário um novo dimensionamento da estrutura de contenção, devido aos esforços axiais excessivos nas escoras. Como tal, salienta-se mais uma vez a importância da laje de fundo, neste caso para uma redução da robustez do escoramento.

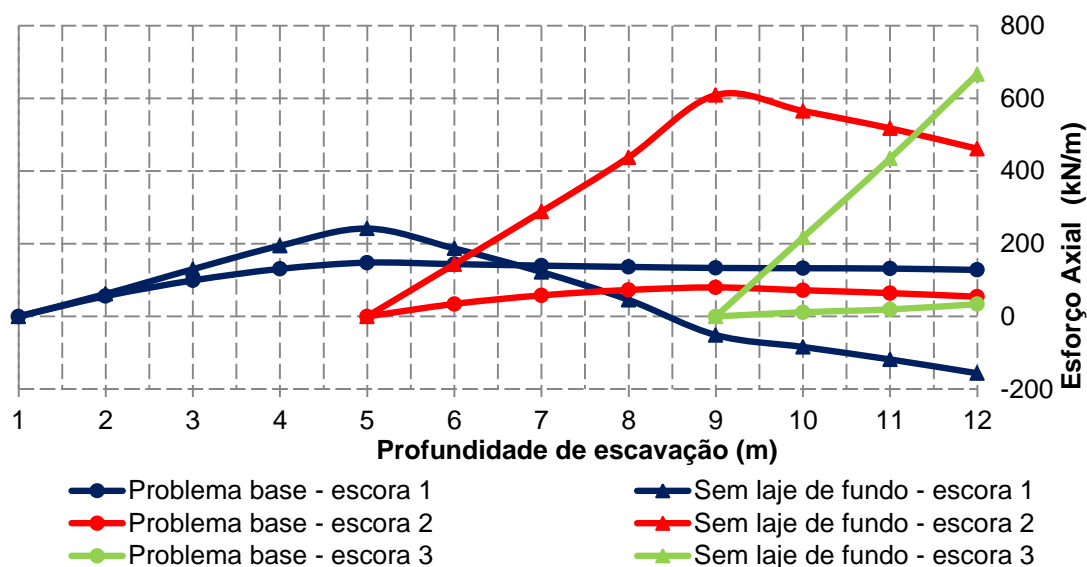


Fig. 5.15 - Influência da laje de *jet grout* na evolução dos esforços axiais das escoras durante a escavação

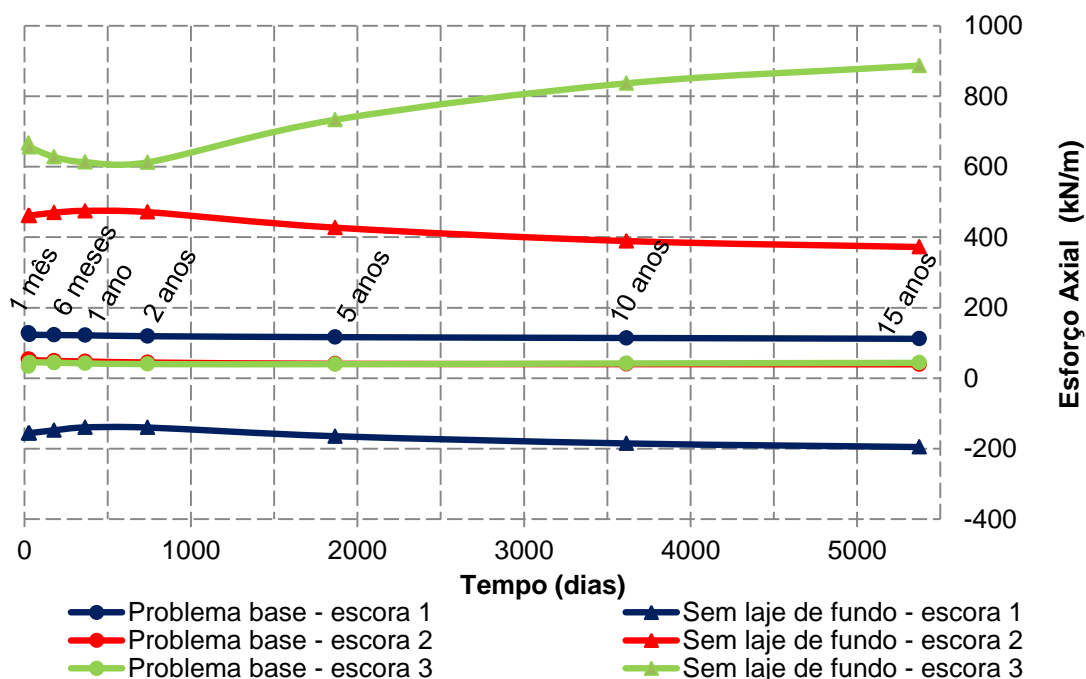


Fig. 5.16 – Influência da laje de *jet grout* na evolução temporal dos esforços axiais das escoras

5.2.5. MOMENTOS FLETORES NA PAREDE

Na Fig. 5.17 estão representados os momentos fletores na parede moldada para ambos os casos em estudo, no final da escavação e no final da consolidação.

A remoção da laje de fundo acarreta alterações bastante significativas nos momentos instalados na parede. Com a remoção da laje de fundo, verifica-se que os momentos negativos no alinhamento da laje passam a momentos positivos, atingindo-se o valor máximo dos momentos (positivos) de 368 kN.m/m aos 13,5 m de profundidade. Constatase ainda que, desde a superfície até sensivelmente à profundidade de 9 m, ou seja a zona do terceiro nível de escoramento, os momentos positivos sofrem uma diminuição considerável.

Durante o processo de consolidação, no caso do problema sem laje de fundo, verifica-se uma translação mais evidente do diagrama de momentos fletores entre a fase de final da escavação e a fase de final da consolidação, sendo o valor máximo dos momentos negativos de 1407 kN.m/m aos 9 m de profundidade.

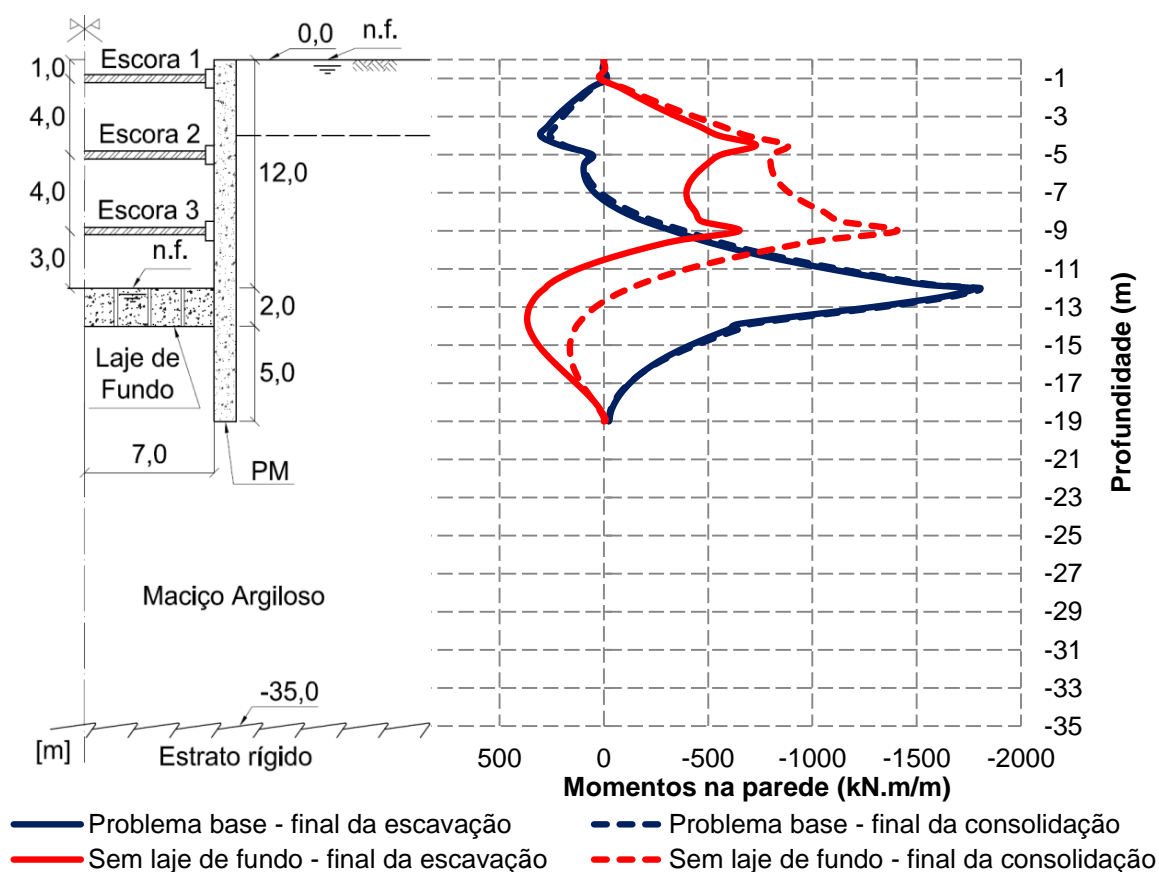


Fig. 5.17 – Influência da laje de *jet grout* nos diagramas de momentos fletores na parede no final da escavação e no final da consolidação

5.2.6. PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA PAREDE

A Fig. 5.18 permite observar as pressões exercidas pelo maciço nas faces da parede, tanto no final da escavação como no final da consolidação, para ambos os problemas em análise.

Relativamente ao problema sem laje de fundo, verifica-se no maciço do lado escavado um aumento das pressões da terra, devido aos maiores deslocamentos laterais da parede.

No lado do maciço suportado, assiste-se uma diminuição das tensões horizontais totais (pressões de terras) abaixo da base de escavação quando comparado com o problema base pelo facto de ser a zona onde ocorrem, como se disse, maiores deslocamentos da parede e por efeito de arco há redistribuição das pressões para os apoios da parede (escoras). Sendo assim, o escoramento proporciona uma maior rigidez à parte superior da parede em relação à que se encontra abaixo da base de escavação. Dá-se, então, um processo de migração de tensões da zona que se desloca mais (maciço abaixo da base de escavação), para a zona mais rígida (zona do escoramento acima da base de escavação).

Para o problema sem laje de fundo, no decorrer da consolidação, verifica-se uma ligeira variação no lado escavado da parede (abaixo da base de escavação), o que está associado, principalmente, à variação da tensão efetiva horizontal nessa zona, com a consolidação, como analisado previamente. Pelo contrário, no lado suportado não se verificam variações significativas das pressões de terras, registando-se apenas uma variação ligeira na extremidade inferior da parede.

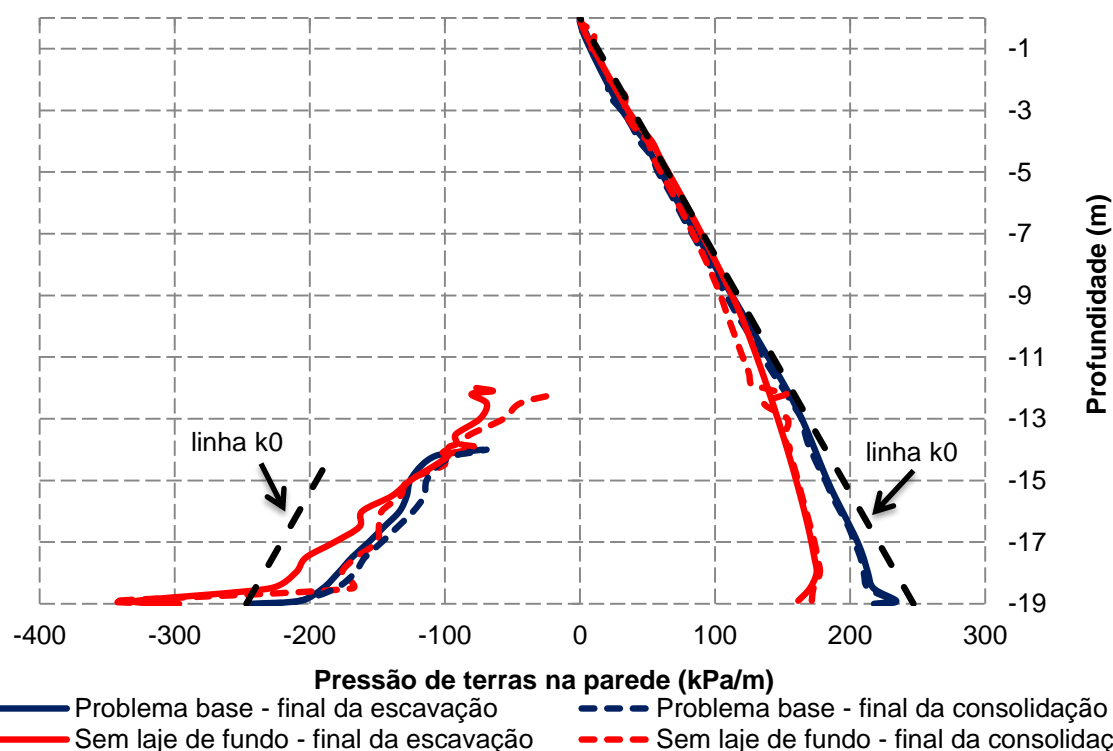


Fig. 5.18 – Influência da laje de *jet grout* nos diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação

5.2.7. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Para o estudo da influência da laje de fundo na estabilidade global de uma escavação em solos moles, recorreu-se novamente às superfícies de deslizamento (rever Fig. 4.52) adotadas para o problema base para o cálculo do fator de segurança.

Assim, ilustra-se na Fig. 5.19 e na Fig. 5.20 a evolução do fator de segurança, quer durante a escavação quer durante a consolidação respetivamente, no dois problemas em análise.

Verifica-se que o fator de segurança é menor aquando da retirada da laje de fundo, com uma diferença de cerca de 22% relativamente ao problema base.

Durante a escavação, a segurança à estabilidade diminui, apresentando de seguida uma tendência para se manter contante ao longo da consolidação.

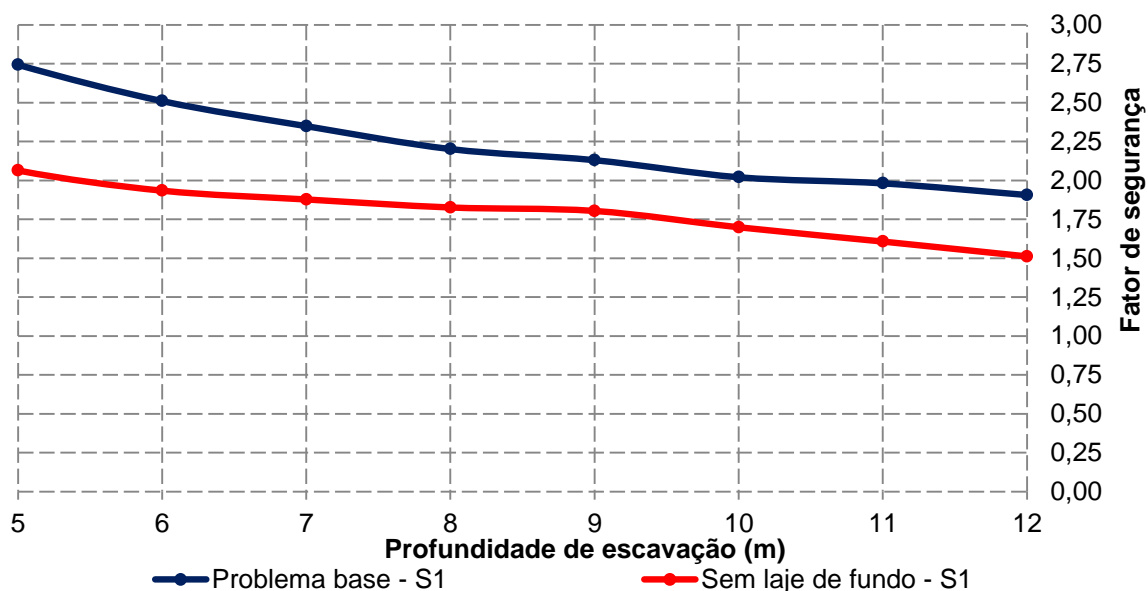


Fig. 5.19 – Influência da laje de *jet grout* no fator de segurança para a superfície de rotura S1 ao longo da escavação

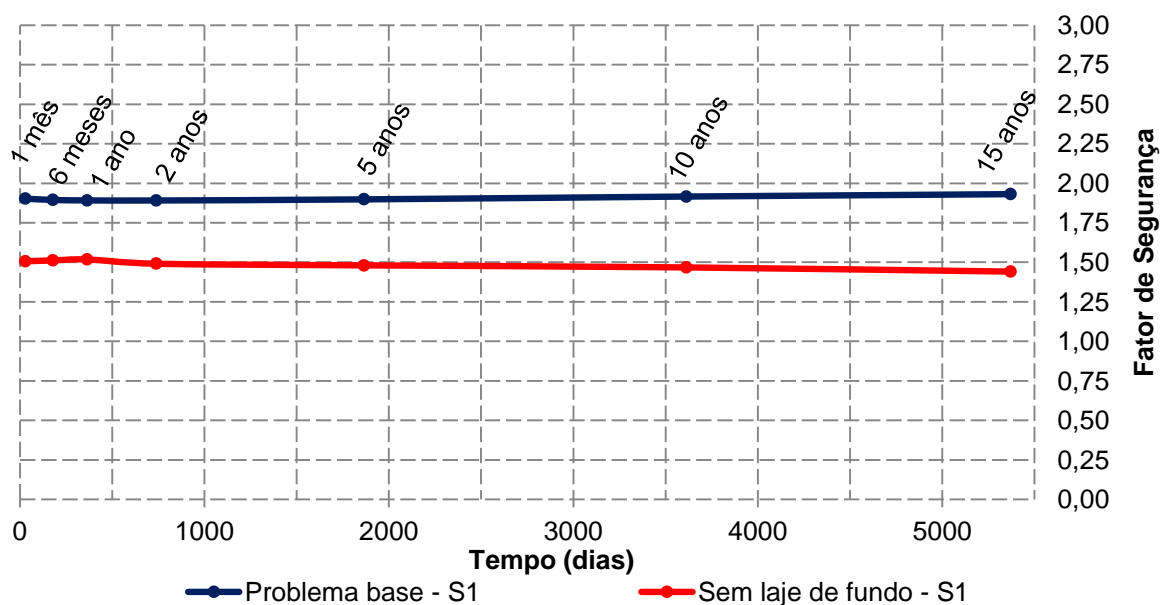


Fig. 5.20 - Influência da laje de *jet grout* no fator de segurança para a superfície de rotura S1 durante o processo de consolidação

Pela Fig. 5.21 é possível concluir que o fator de segurança aumenta ligeiramente até 1 ano após a construção, voltando a diminuir um pouco até ao final da consolidação, sendo que a superfície de deslizamento mais gravosa é a S3.

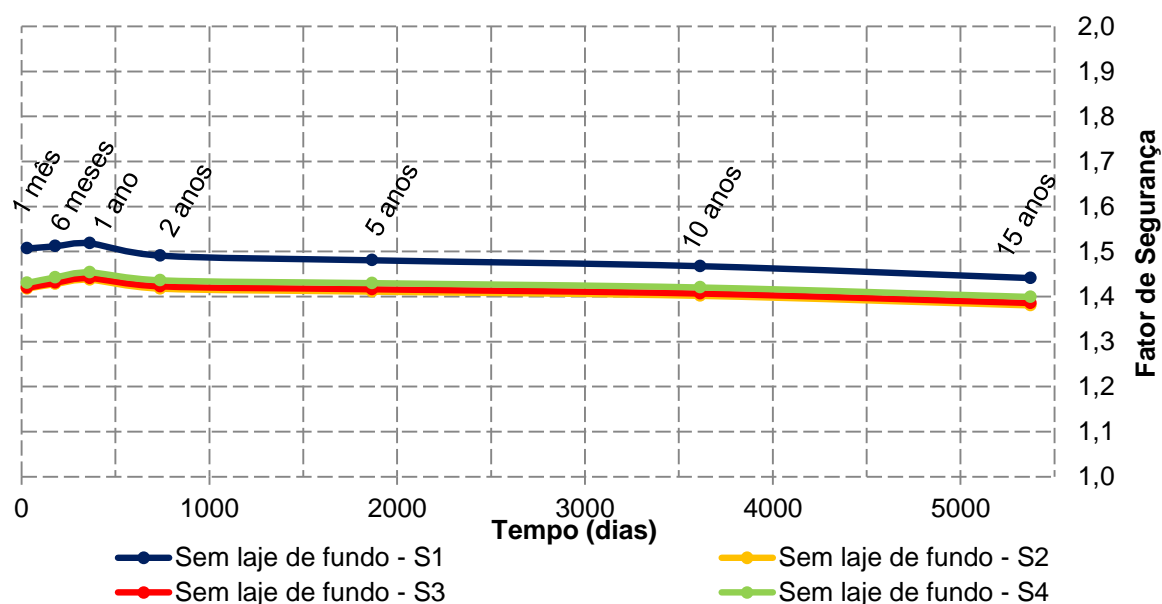


Fig. 5.21 - Evolução temporal do fator de segurança para as superfícies de ruptura S1, S2, S3 e S4 – problema sem laje de fundo

5.2.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Feita a comparação entre o problema base e o mesmo problema sem laje de fundo, é de realçar, novamente, a importância da presença da laje de fundo de *jet grout* numa escavação escorada num maciço argiloso mole.

A remoção da laje de fundo reflete-se no aumento dos deslocamentos do maciço, quer no lado suportado como no lado escavado, e nos deslocamentos da estrutura de contenção, nomeadamente a parede moldada; consequentemente, existe um aumento dos esforços axiais no escoramento e alteração dos diagramas de momentos fletores e de pressões de terras sobre as faces da parede; surgindo ainda uma diminuição do fator de segurança. Por estes motivos, em muitos casos na prática, face aos condicionalismos do projeto, a execução da estrutura de contenção sem laje de fundo pode não ser viável.

Assim sendo, o recurso à laje de *jet grout* permite um maior controlo do comportamento em termos de deslocamentos e esforços, bem como da segurança à estabilidade global de uma obra geotécnica de escavação em solos moles.

5.3. INFLUÊNCIA DA ALTURA ENTERRADA DA PAREDE

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A influência da altura enterrada da parede sobre o comportamento de escavações é notória, encontrando-se evidenciada em diversas investigações (Matos Fernandes, 1983; O'Rourke, 1992; Fortunato, 1994; Costa, 2005; Alves, 2012). No âmbito do presente trabalho, a importância da altura enterrada da parede pode ser dividida em duas questões: a questão mecânica e a questão hidráulica.

A Fig. 5.22 permite visualizar as diferenças geométricas dos novos problemas em análise em relação ao problema base. Adotou-se diferentes profundidades da parede, nomeadamente 21 m, 23 m, 25 m, 28 m e 35 m (estrato rígido), para a análise da influência da altura enterrada da parede numa obra de escavação escorada num maciço argiloso.

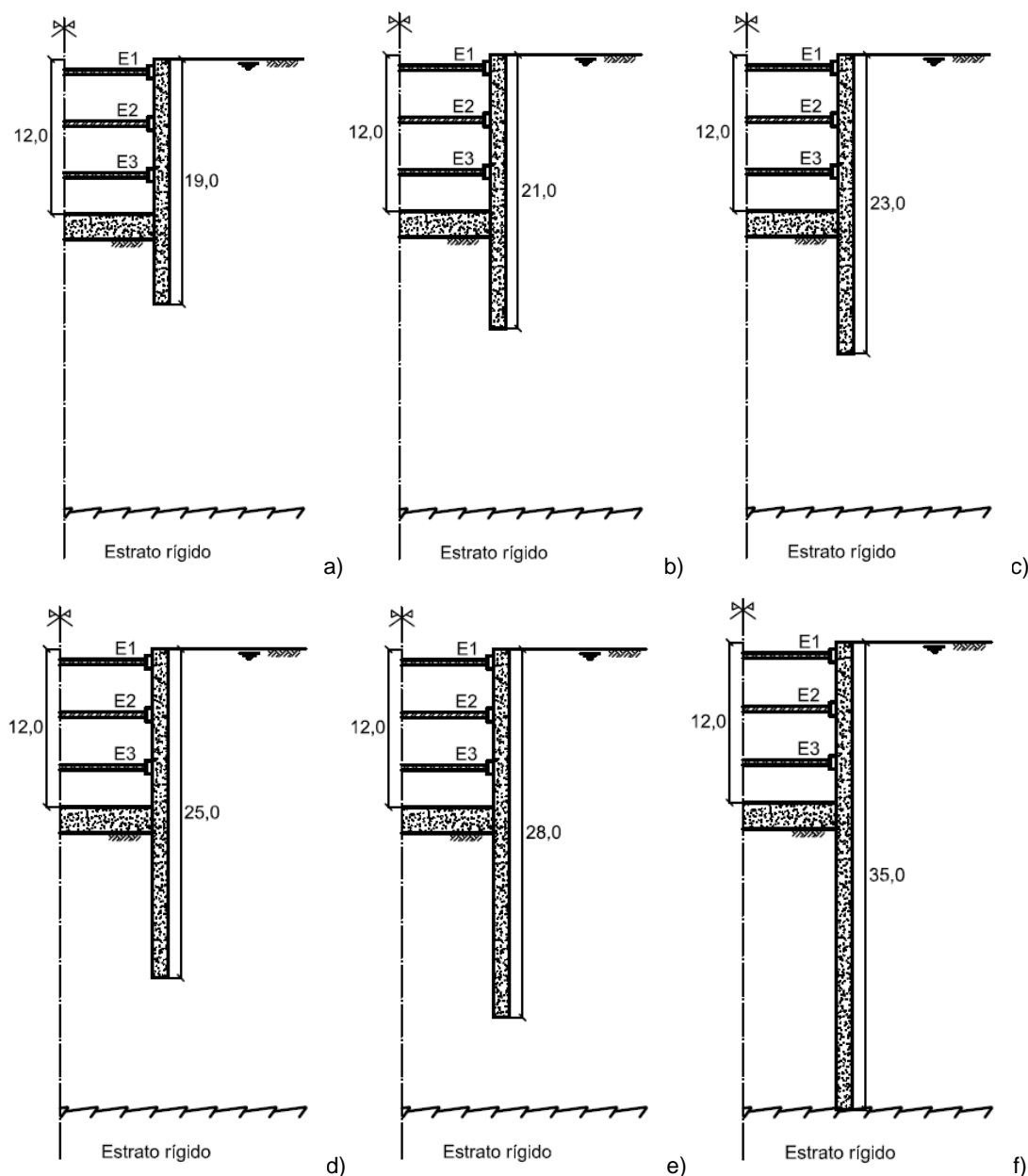


Fig. 5.22 – Geometria do problema para diferentes profundidades da parede: a) 19 metros (problema base); b) 21 metros; c) 23 metros; d) 25 metros; e) 28 metros; f) 35 metros (estrato rígido)

Em termos mecânicos, quando a parede é prolongada abaixo da base da escavação, as suas condições de apoio inferiores variam em função do comprimento desse prolongamento e se na base se encontra, ou não, um estrato rígido de elevada resistência.

Em relação à questão hidráulica, considerando que a parede é impermeável, quando prolongada até ao estrato rígido, sendo este também impermeável, a passagem de água que contorna inferiormente a parede é praticamente nula, pelo que, após a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante construção, o equilíbrio atingido corresponde à situação hidrostática. Por sua vez, quando a parede não é prolongada até ao estrato impermeável, a passagem da água para o interior da escavação torna-se possível, estabelecendo-se a longo prazo um regime de fluxo permanente, o que altera o estado de tensão do maciço.

5.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

5.3.2.1. Excessos de pressão neutra

A Fig. 5.23 e a Fig. 5.24 representam os excessos de pressão neutra no final da escavação e no final da consolidação, respetivamente para as diferentes alturas enterradas da parede.

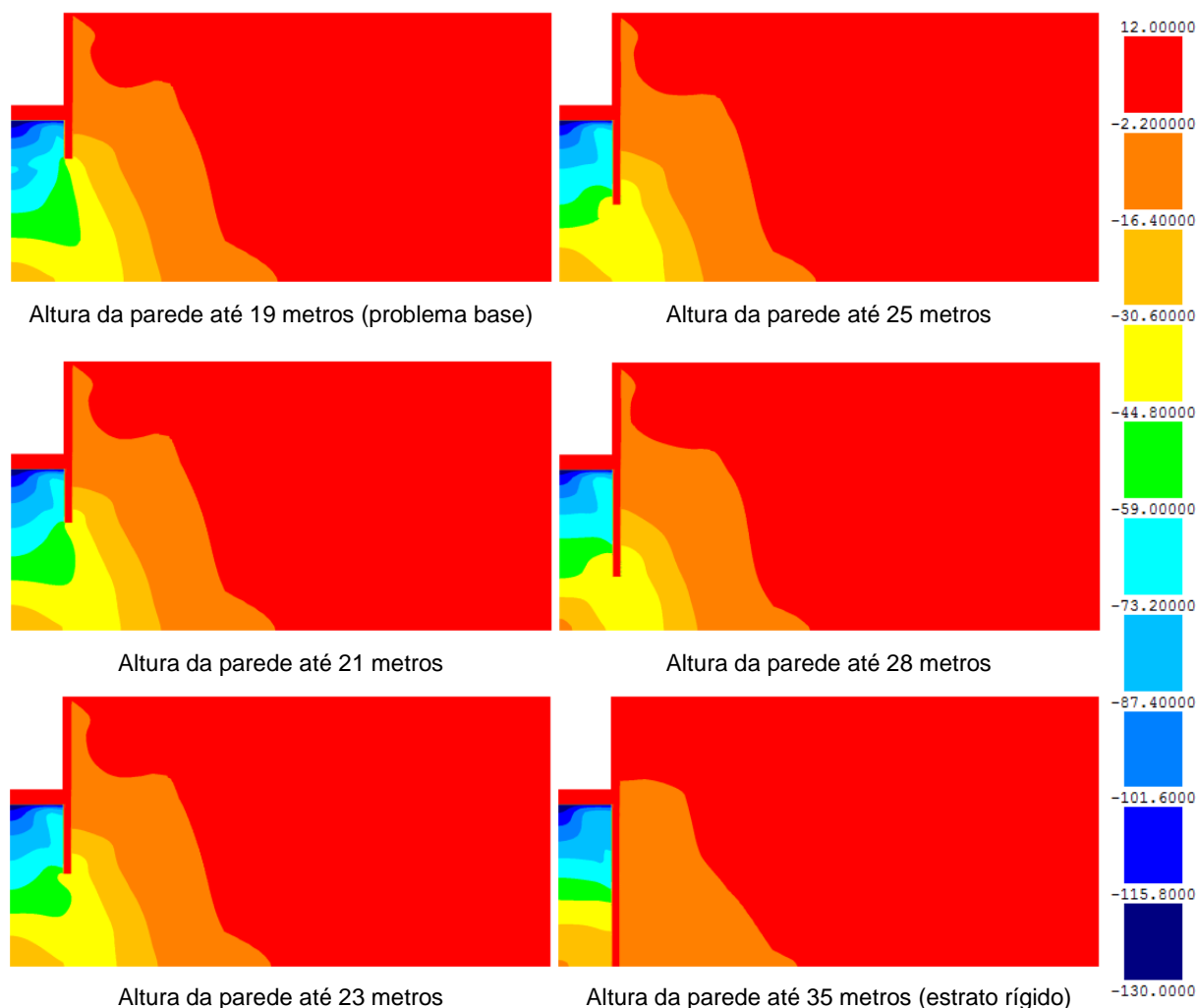


Fig. 5.23 - Influência da altura enterrada da parede nos excessos de pressão neutra (kPa) no final da escavação

A análise das figuras permite concluir que a altura enterrada da parede influencia a distribuição dos excessos de pressão neutra, quer no final da construção quer no final da consolidação, como seria de esperar.

No final da escavação, verifica-se que a distribuição dos excessos de pressão neutra é muito mais irregular quando a parede não é prolongada até a um estrato impermeável, devendo-se à necessidade de compatibilidade entre os excessos de pressão gerados em pontos pertencentes ao maciço escavado e suportado, adjacentes à parede.

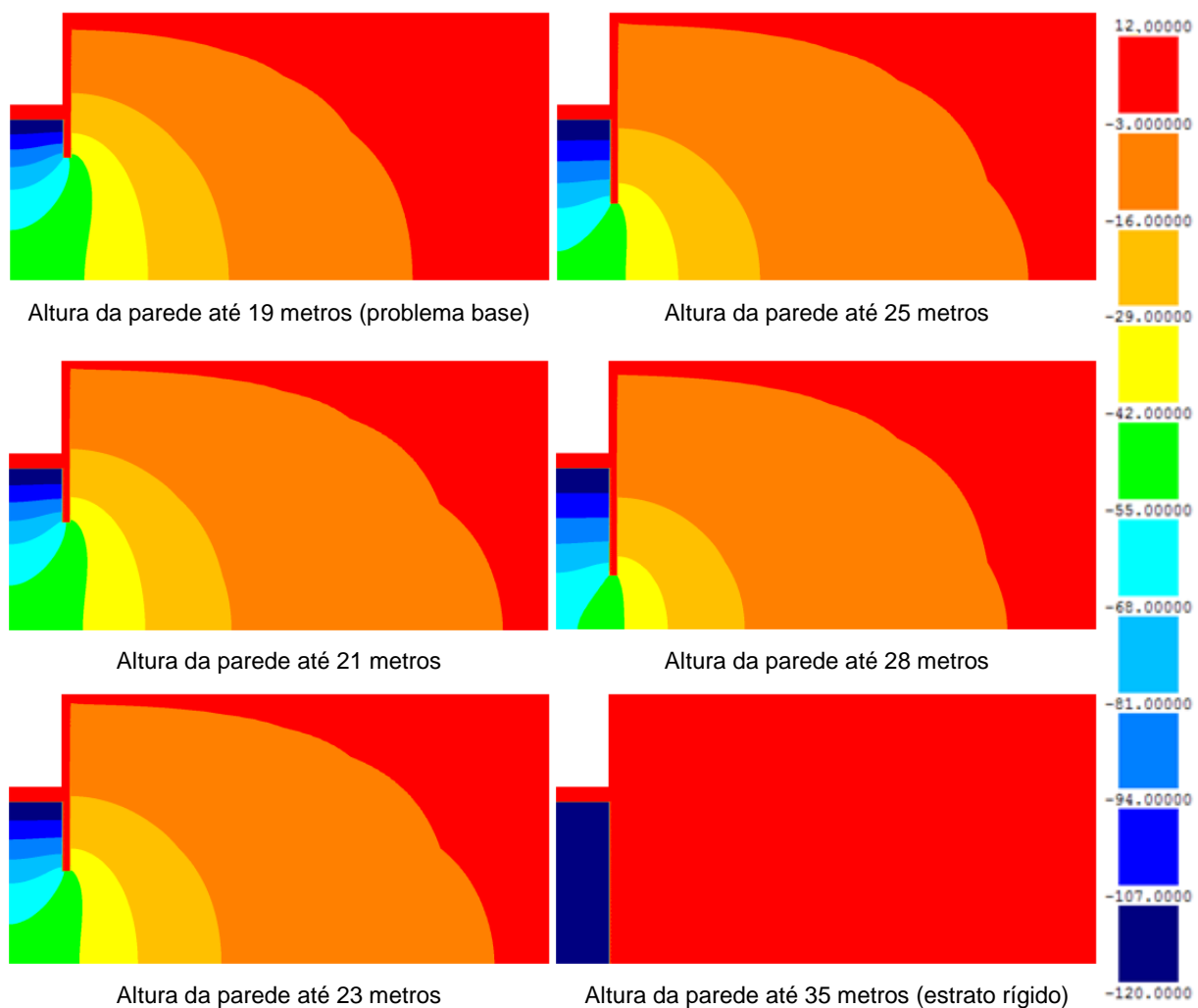


Fig. 5.24 - Influência da altura enterrada da parede nos excessos de pressão neutra (kPa) no final da consolidação

Por outro lado, no final da consolidação, diminuem as forças de percolação à medida que a altura enterrada da parede aumenta, visto que, com o regime permanente, a água é obrigada a percorrer um caminho maior no contorno da parede. Verifica-se que a envolvente de excessos de pressão neutra abrange uma maior área do maciço argiloso do lado suportado.

Relativamente ao caso da parede penetrar no estrato rígido a 35 m de profundidade, como não existe regime de percolação entre o lado suportado e o lado escavado, os excessos de pressão neutra no final da consolidação (diferença entre a pressão nesse instante e a pressão inicial antes da escavação) tomam os valores, dum lado e doutro da parede, correspondentes às situações de equilíbrio hidrostático.

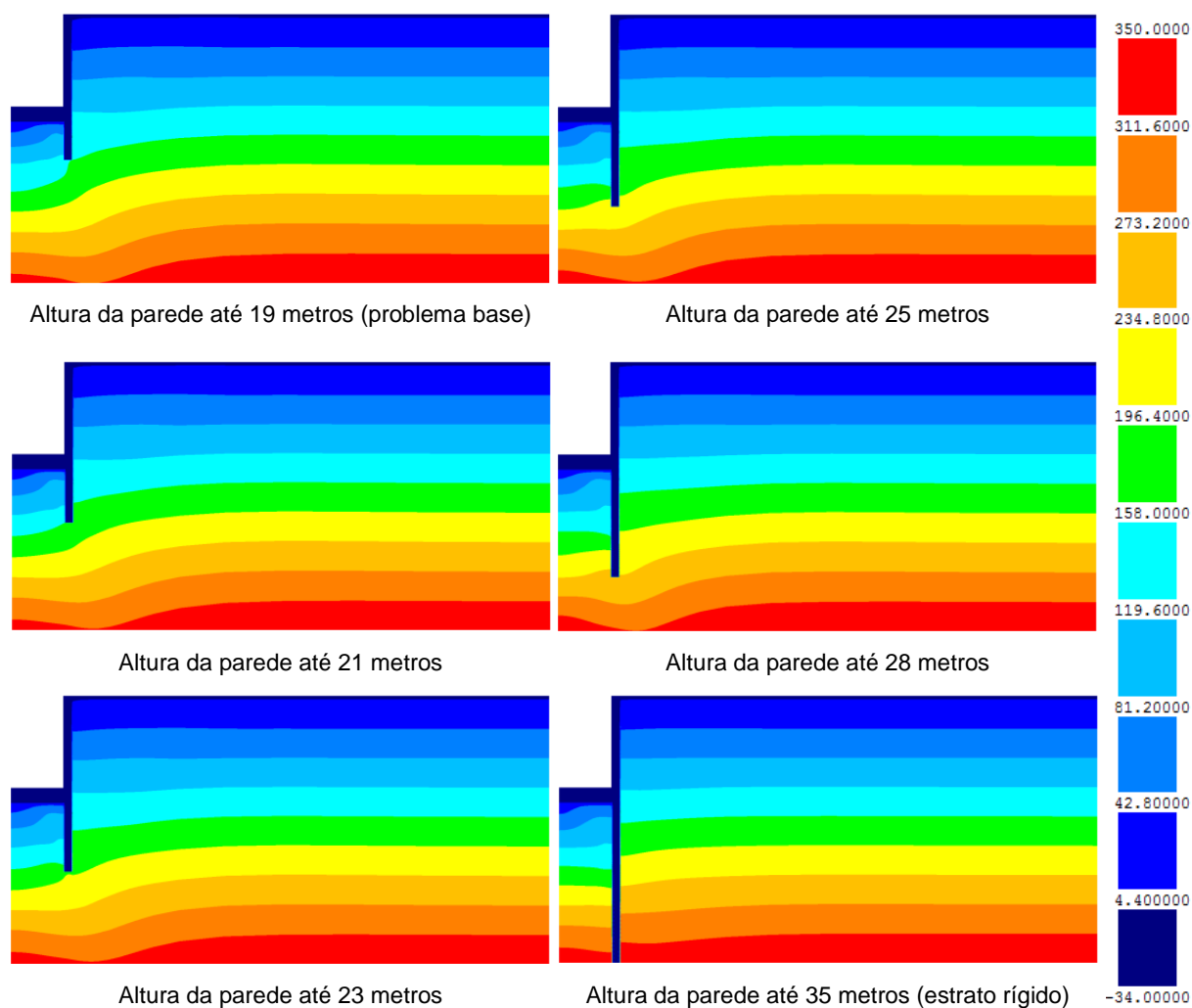


Fig. 5.25 - Influência da altura enterrada da parede nas pressões neutras (kPa) no final da escavação

Pelas Fig. 5.25 e Fig. 5.26 é possível corroborar as conclusões tecidas anteriormente, relativamente aos excessos de pressão neutra.

É de realçar que as pressões neutras, no caso da parede até ao estrato rígido, assumem valor praticamente constante exceto junto à extremidade inferior da laje de fundo de *jet grout* no final da escavação, sendo que no lado escavado as pressões neutras são menores. No final da consolidação, os valores de pressões neutras no maciço evoluem linearmente em profundidade, no caso em análise (regimes hidrostáticos, como referido atrás).

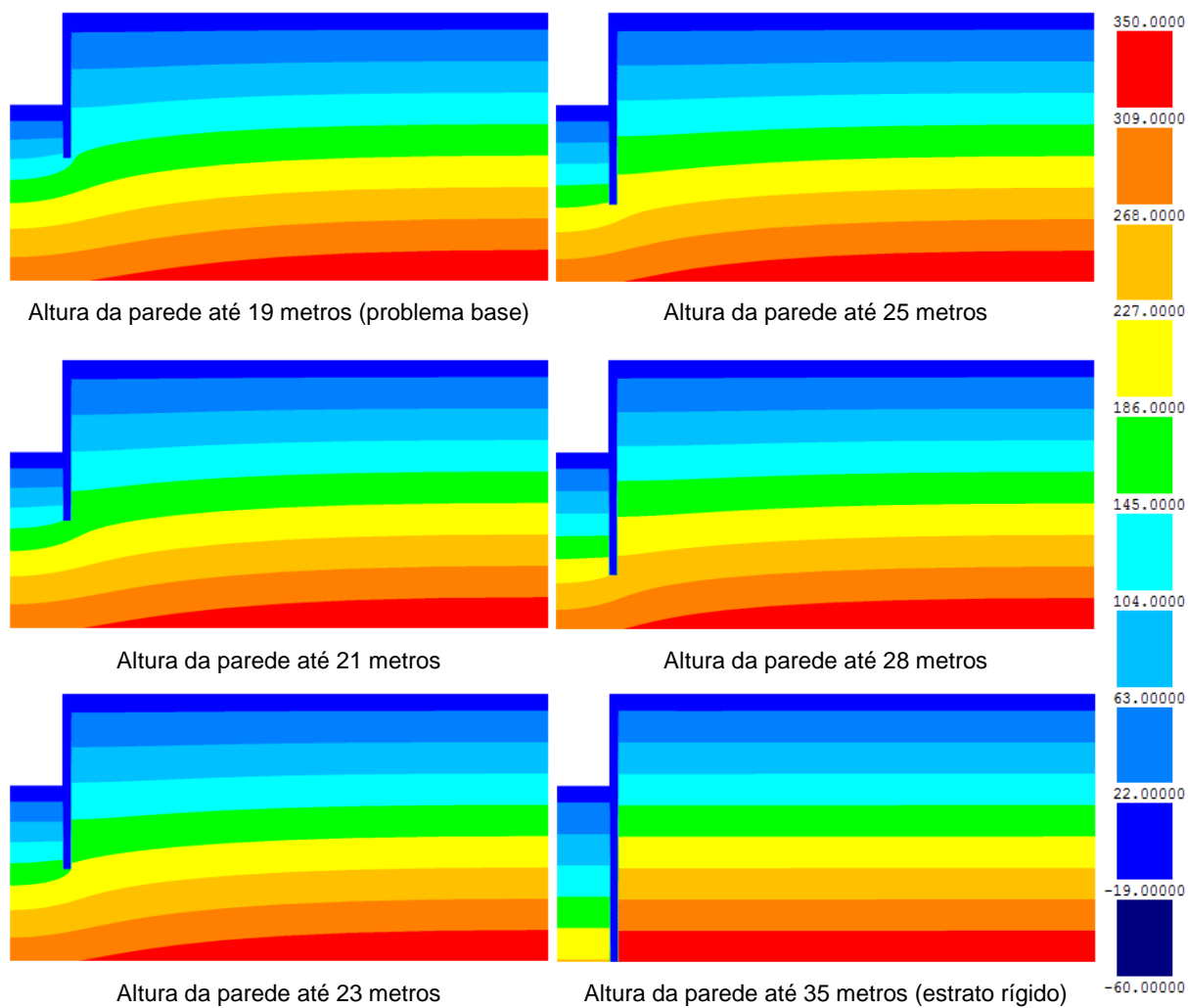


Fig. 5.26 - Influência da altura enterrada da parede nas pressões neutras (kPa) no final da consolidação

5.3.2.2. Tensões efetivas horizontais e verticais

Relativamente à evolução das tensões efetivas ilustradas da Fig. 5.27 à Fig. 5.30, apresentam-se as tensões efetivas horizontais e verticais, tanto para o final da escavação como para o final da consolidação.

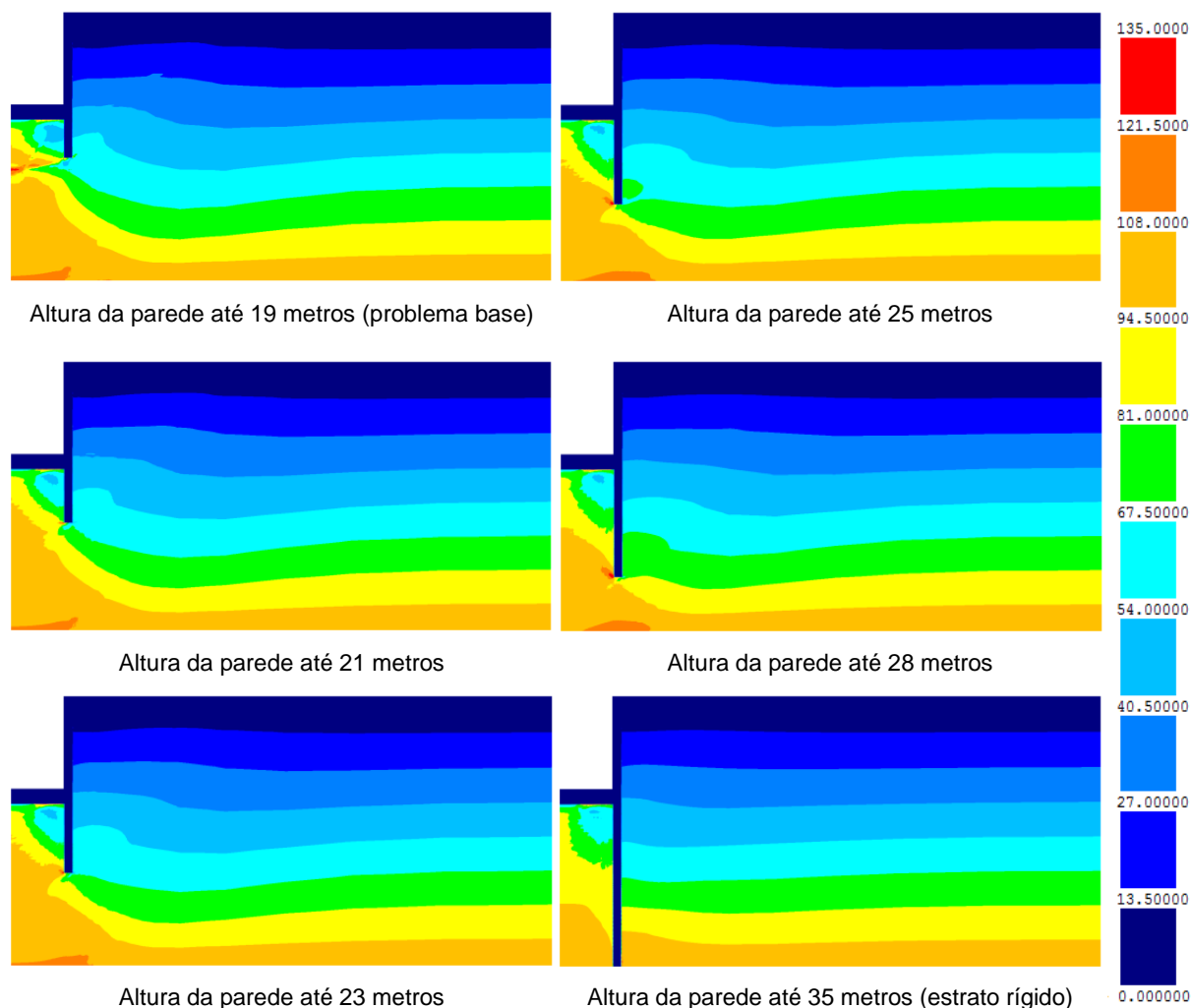


Fig. 5.27 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões efetivas horizontais (kPa) no maciço argiloso no final da escavação

Destaca-se, em primeiro lugar, o aumento das tensões efetivas horizontais no maciço subjacente à escavação com o aumento da profundidade da parede, principalmente junto à face da parede, devido aos deslocamentos da mesma, que exercem assim uma maior pressão sobre o solo.

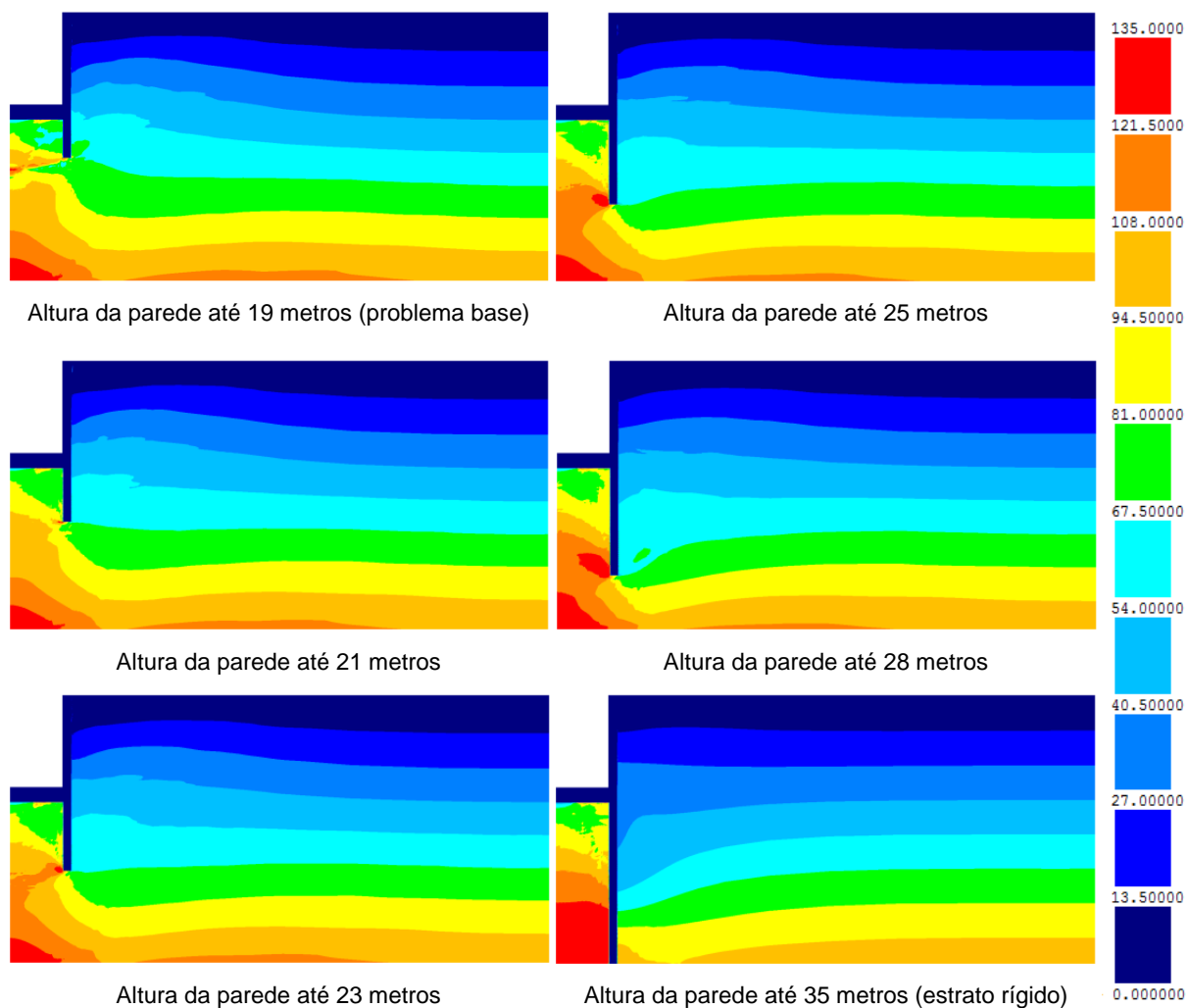


Fig. 5.28 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões efetivas horizontais (kPa) no maciço argiloso no final da consolidação

No problema em que a parede chega ao estrato rígido, salienta-se que as tensões efetivas horizontais no final da consolidação são maiores no lado escavado do que no lado suportado.

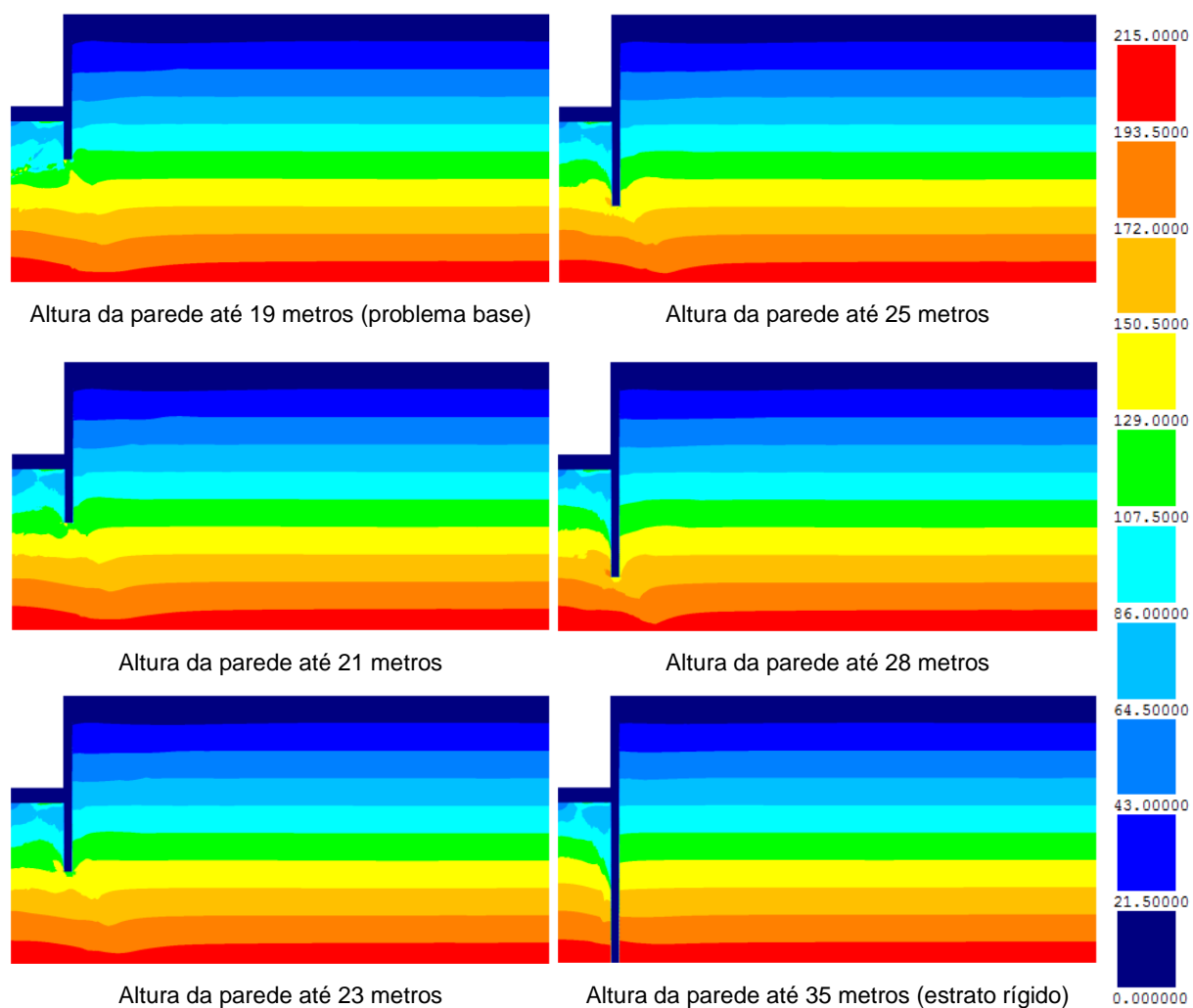


Fig. 5.29 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões efetivas verticais (kPa) no maciço argiloso no final da escavação

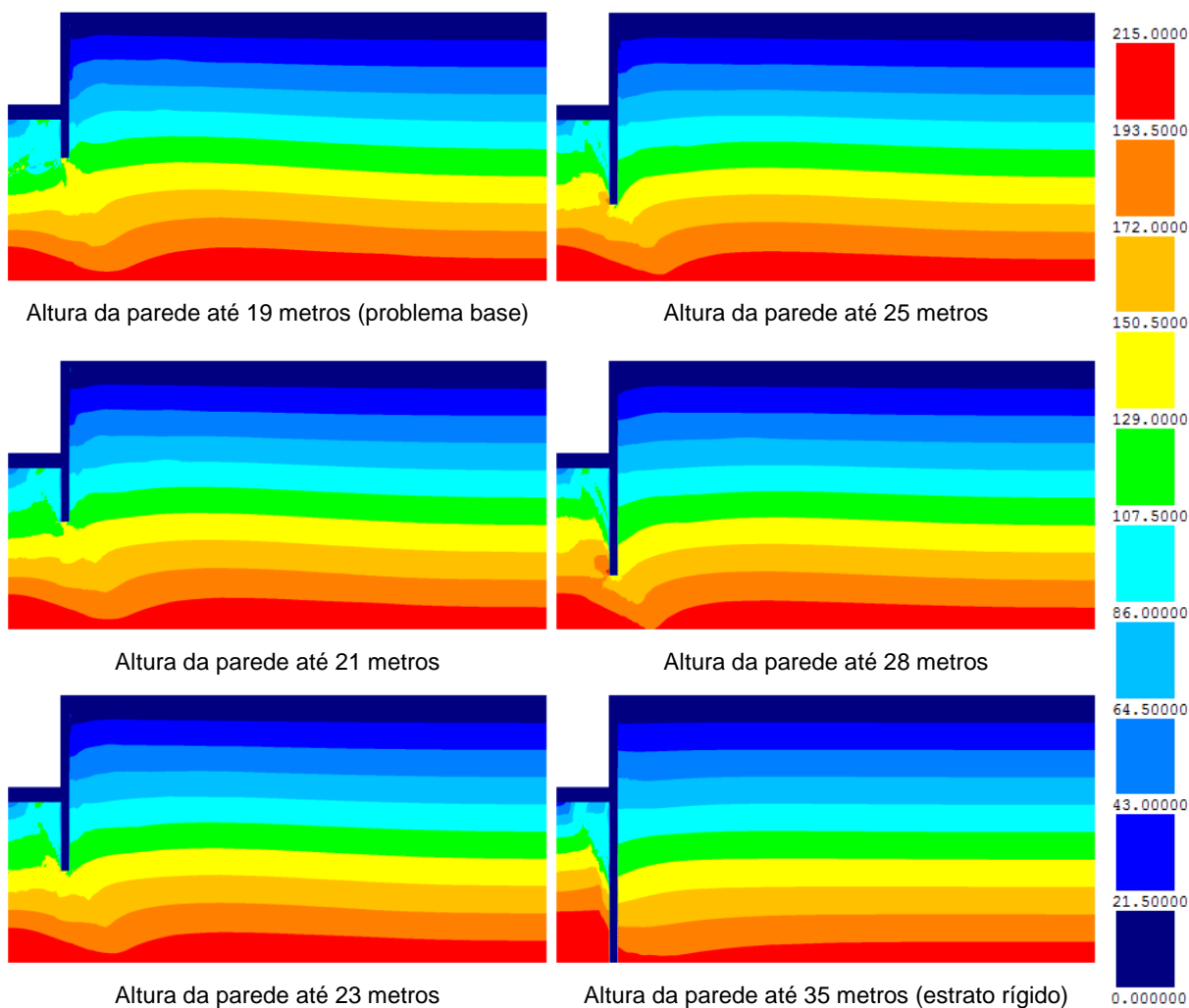


Fig. 5.30 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões efetivas verticais (kPa) no maciço argiloso no final da consolidação

No que diz respeito às tensões efetivas verticais, com o aumento da profundidade da parede, nota-se um efeito contrário no solo do lado escavado, isto é, a tensão efetiva vertical diminui junto à parede, verificando-se o mesmo também do lado suportado (exceto no caso em que a parede é prolongada até ao estrato, no final da escavação). Este efeito é mais acentuado no final da consolidação do que no final da escavação.

5.3.2.3. Tensões de corte

As tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) apresentadas na Fig. 5.31 e na Fig. 5.32 tomam valores mais significativos junto à parede. Com o aumento da profundidade da parede, estas tensões aumentam, facto que está relacionado com as maiores variações das tensões efetivas, horizontal e vertical, como analisado anteriormente. Note-se que, para o caso em que a parede é prolongada até ao estrato rígido, as tensões de corte são claramente mais expressivas do lado escavado (sendo este efeito mais evidente no final da escavação) do que do lado suportado, o que não se verifica nos outros casos abaixo da extremidade inferior da parede.

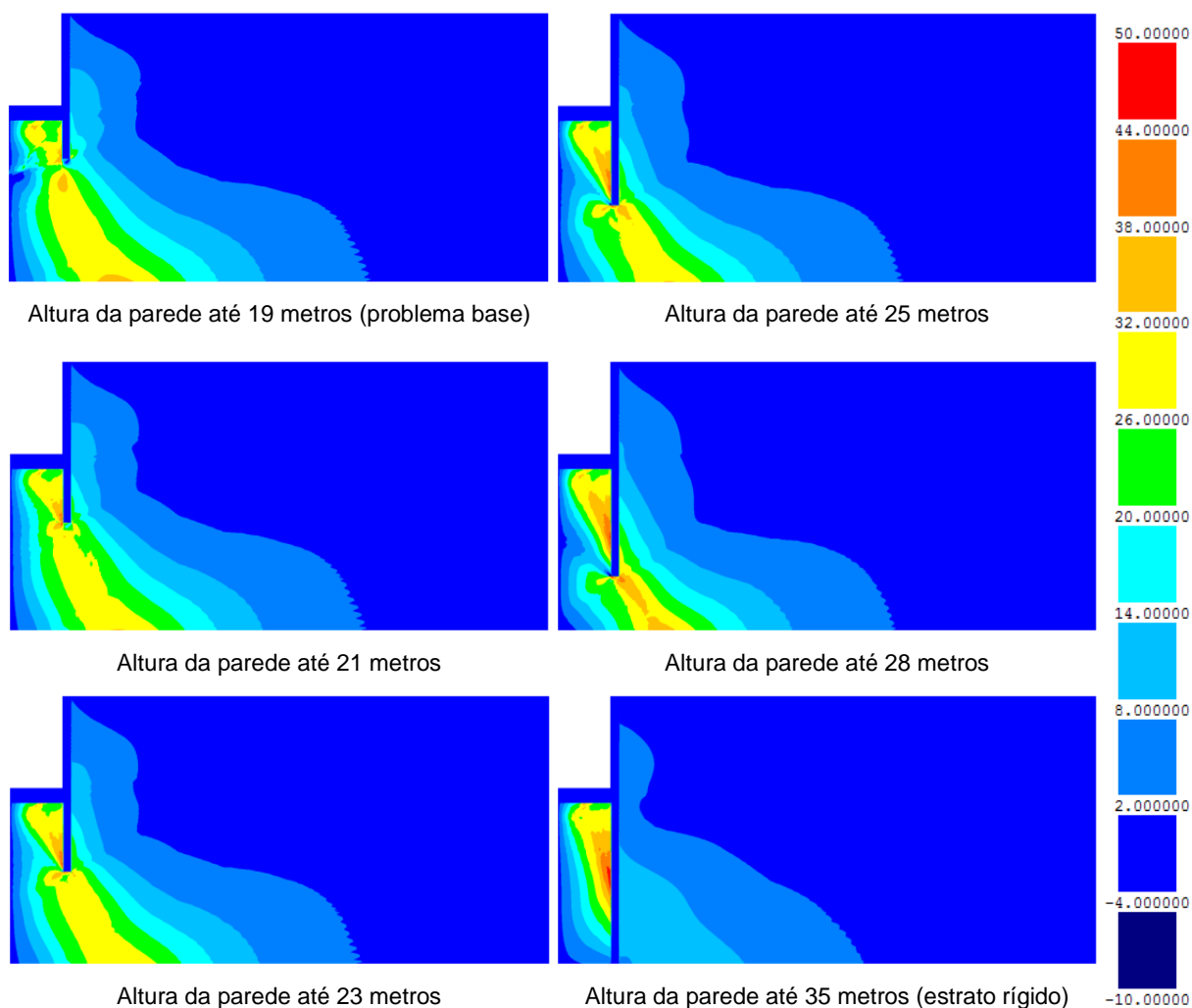


Fig. 5.31 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso no final da escavação

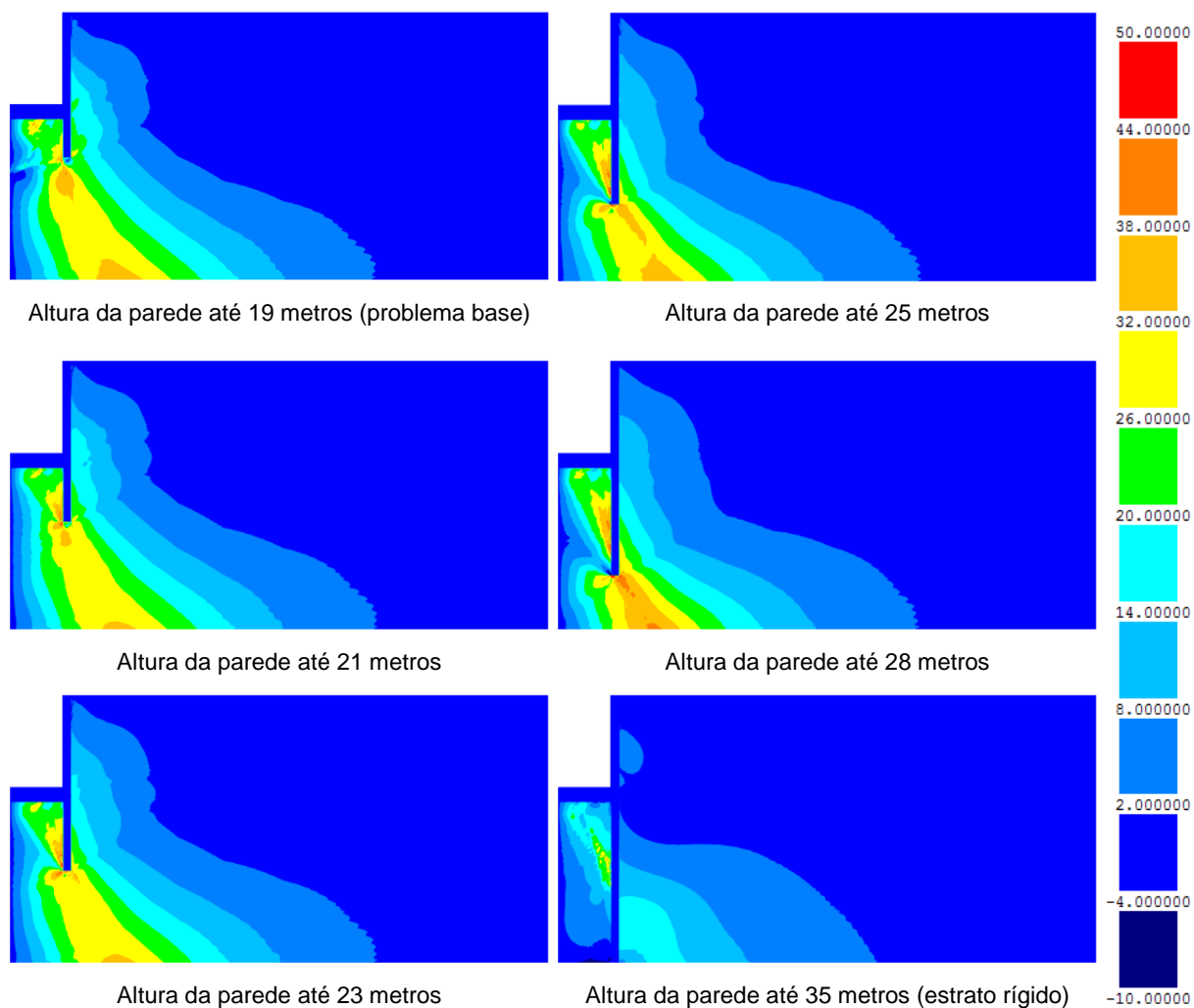


Fig. 5.32 - Influência da altura enterrada da parede nas tensões de corte em planos horizontais e verticais (τ_{xy}) (kPa) no maciço argiloso no final da consolidação

5.3.2.4. Níveis de tensão

Na Fig. 5.33 e Fig. 5.34 ilustram-se os níveis de tensão, quer no final da escavação quer no final da consolidação, respetivamente.

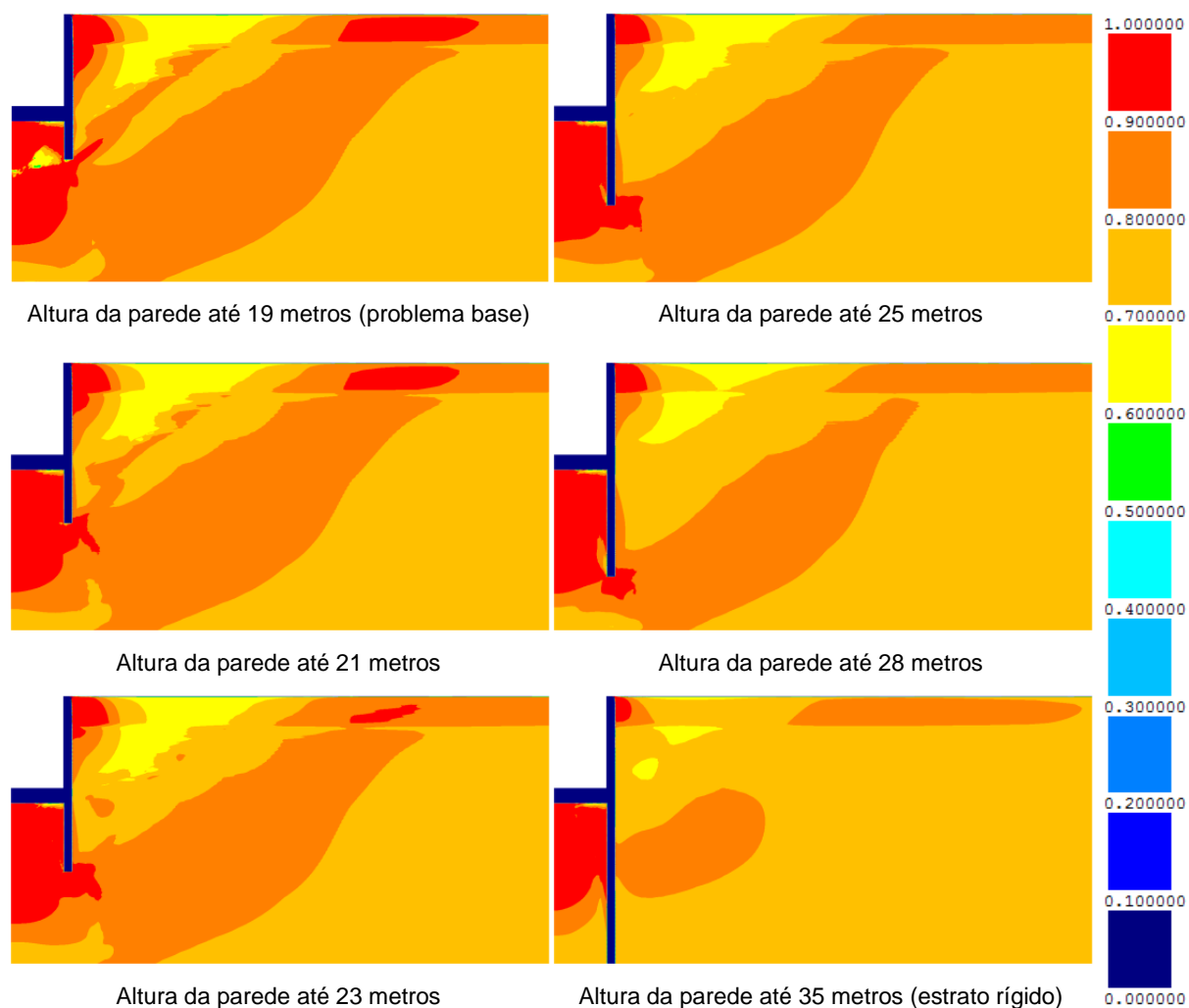


Fig. 5.33 - Influência da altura enterrada da parede nos níveis de tensão no final da escavação

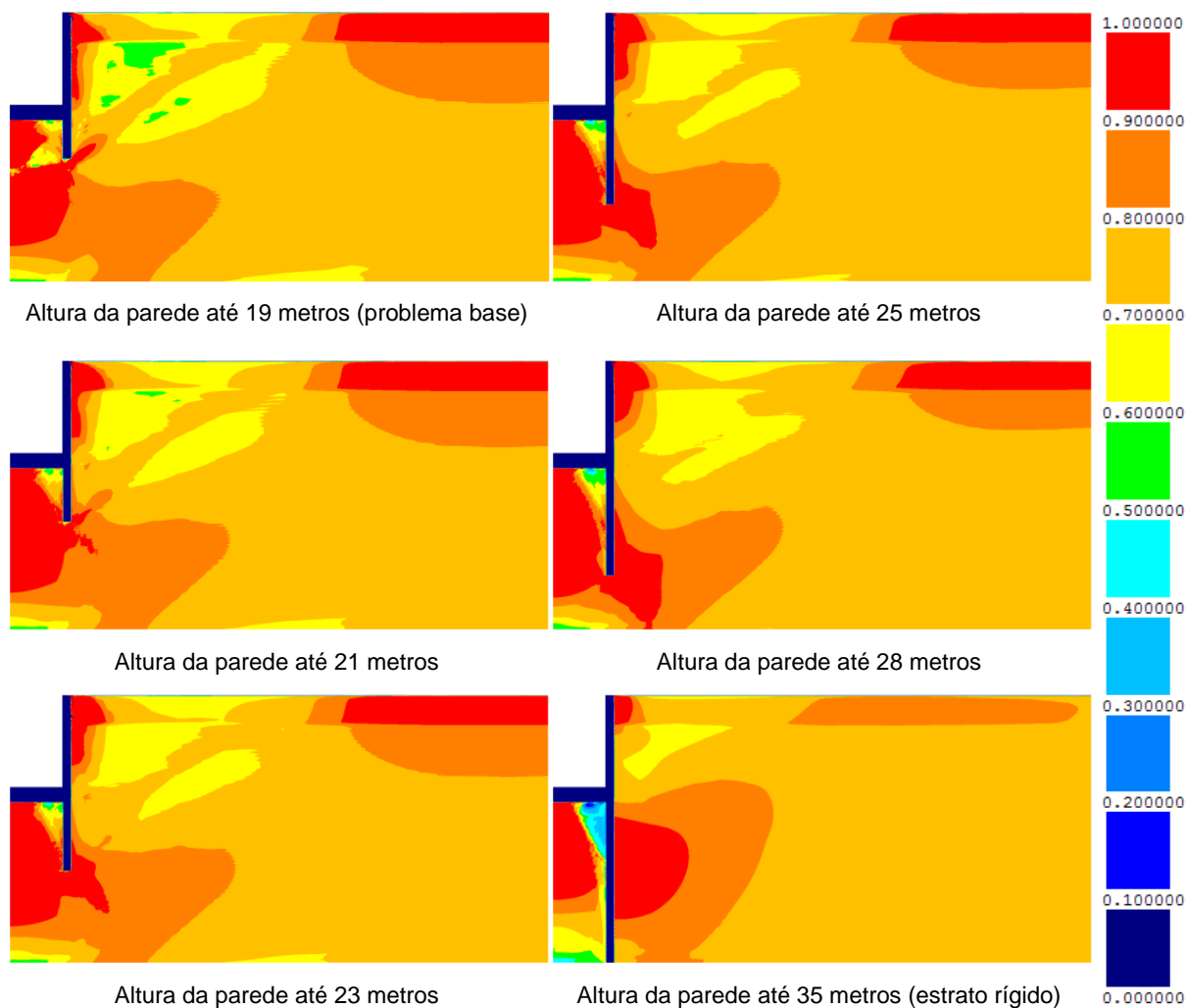


Fig. 5.34 - Influência da altura enterrada da parede nos níveis de tensão no final da consolidação

É possível verificar que do lado suportado os níveis diminuem de forma generalizada à medida que a altura enterrada da parede aumenta, tanto no final da escavação como no final da consolidação.

Os níveis de tensão diminuem, a longo prazo, junto à parede no lado escavado do maciço, sendo mais notório no problema da parede fundada no estrato rígido.

5.3.3. DESLOCAMENTOS

De seguida, serão analisados os deslocamentos induzidos pela escavação, para os diferentes problemas em estudo, começando por estudar os deslocamentos laterais (horizontais) da parede (ver Fig. 5.35), no final da escavação e no final da consolidação.

Deste modo, verifica-se que os deslocamentos horizontais na parte escorada da parede tendem a diminuir com o aumento da profundidade da mesma, assim como ocorre a diminuição dos deslocamentos na parte enterrada da parede, quer no final da escavação quer no final da consolidação.

Com o prolongamento da parede, é mais evidente o efeito da consolidação, visto que a sua diferença face ao final da escavação é cada vez maior quanto maior a altura enterrada da parede.

O último problema apresenta um comportamento diferente, visto que a parede encontra-se encastrada no estrato rígido. Os deslocamentos da parede são nulos na sua base, apresentando o deslocamento máximo a uma profundidade de cerca de 21 m.

Quando a parede atinge a profundidade de 28 m, relativamente próxima do estrato rígido, assume um comportamento diferente, isto é, os últimos 5 m de parede tendem a deslocar-se paralelamente à posição inicial. Este facto deve-se a uma maior rigidez do solo do lado escavado nessa zona, por se encontrar a maior profundidade em relação à base de escavação (logo menos afetado em termos de descompressão pela escavação), em comparação com os outros casos com paredes menos profundas.

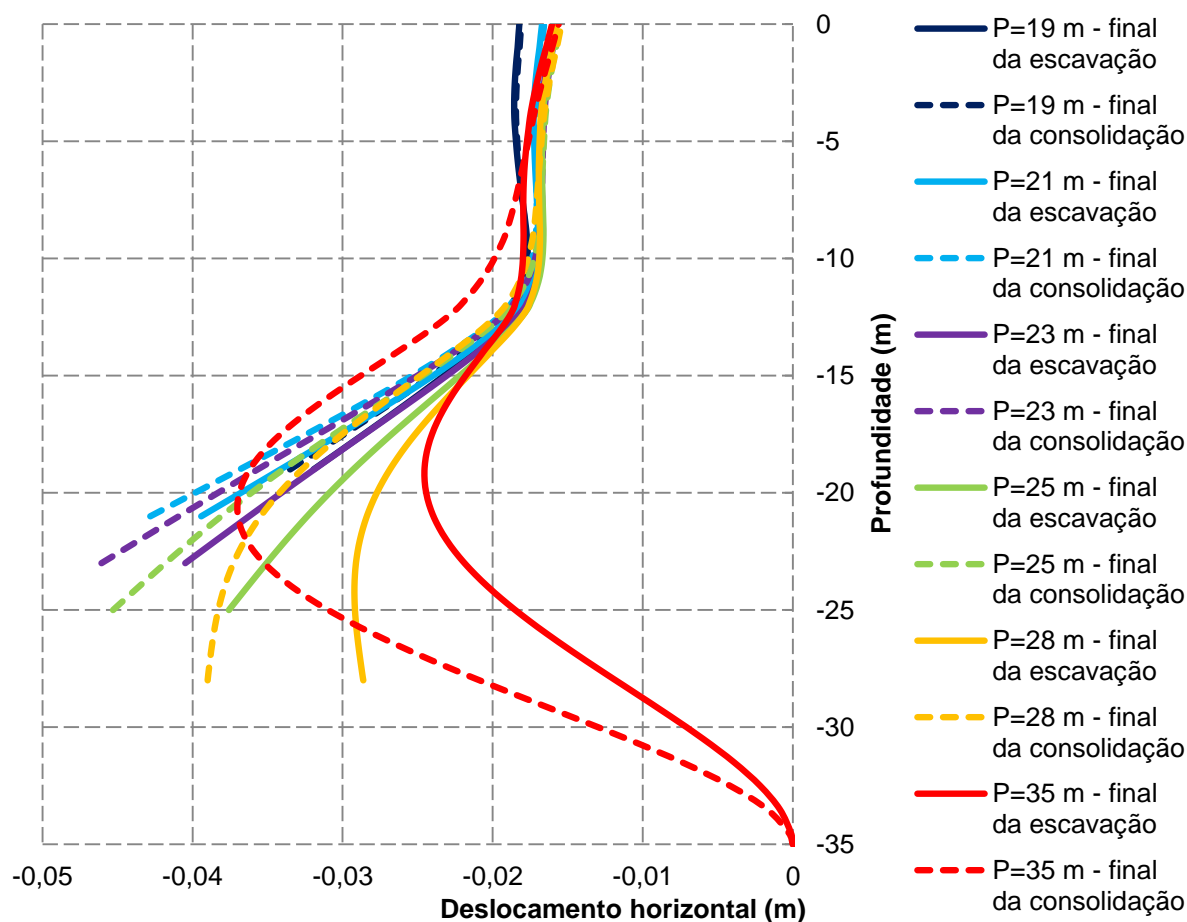


Fig. 5.35 – Influência da profundidade da parede (P) nos seus deslocamentos horizontais no final da escavação e no final da consolidação

Globalmente, o escoramento desempenha um papel fundamental na redução dos deslocamentos da parede acima da base de escavação. De igual forma, a laje de fundo de *jet grout* apresenta um papel preponderante no controlo dos deslocamentos na base da escavação.

Quanto aos deslocamentos horizontais na superfície do terreno suportado, pela observação da Fig. 5.36 pode-se concluir que, com o aumento da altura enterrada da parede, há uma redução gradual dos deslocamentos.

Do mesmo modo, o problema da parede fundada no estrato rígido apresenta menores deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado, sendo ligeira a diferença entre o final da escavação e o final da consolidação.

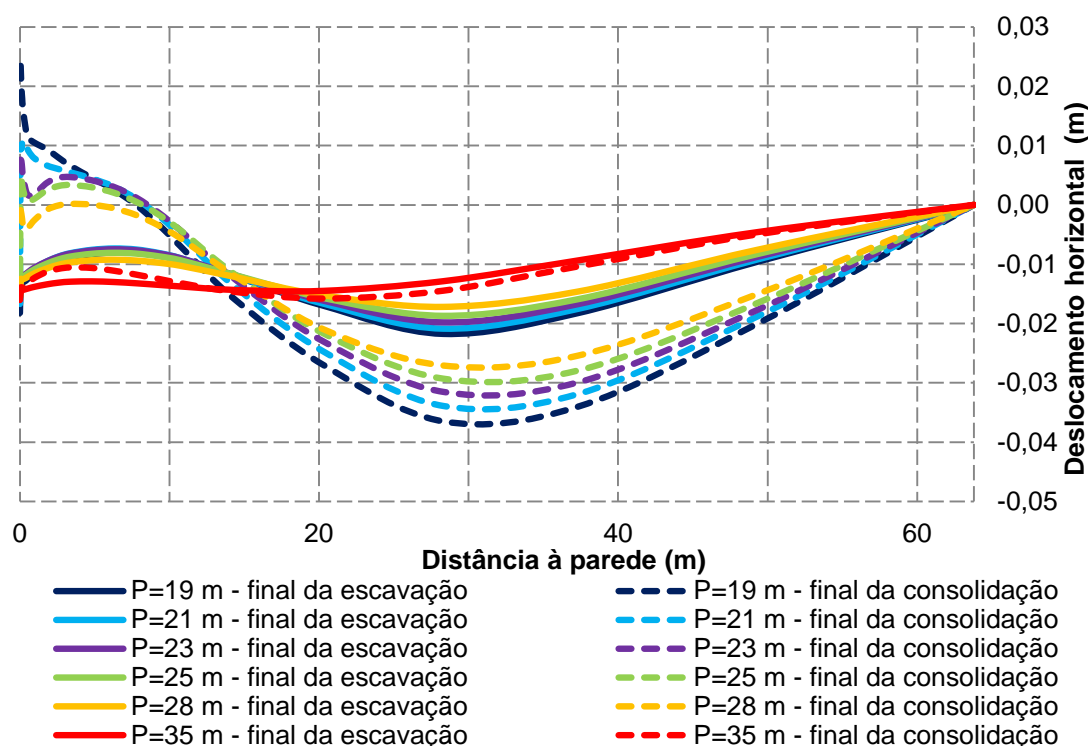


Fig. 5.36 - Influência da profundidade da parede (P) nos deslocamentos horizontais na superfície do terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação

Os deslocamentos verticais na superfície do terreno suportado, ilustrados na Fig. 5.37, apresentam um comportamento semelhante ao verificado nos deslocamentos horizontais, isto é, o aumento da altura enterrada da parede tende a diminuir os deslocamentos verticais (assentamentos) da superfície do terreno, assim como são mais reduzidos os deslocamentos quando a profundidade da parede é 35 m.

Os deslocamentos que se verificam na superfície do terreno durante a escavação devem-se essencialmente aos deslocamentos da parede, uma vez que o maciço se comporta como praticamente não drenado (volume constante).

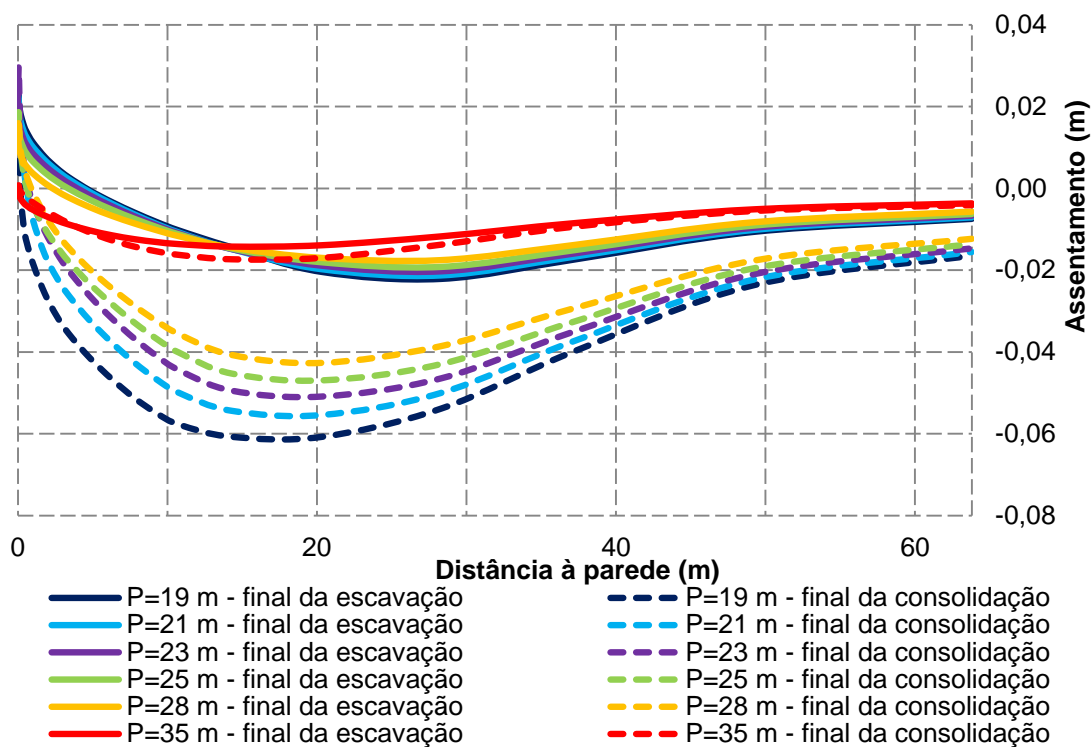


Fig. 5.37 - Influência da profundidade da parede (P) nos deslocamentos verticais na superfície do terreno suportado no final da escavação e no final da consolidação

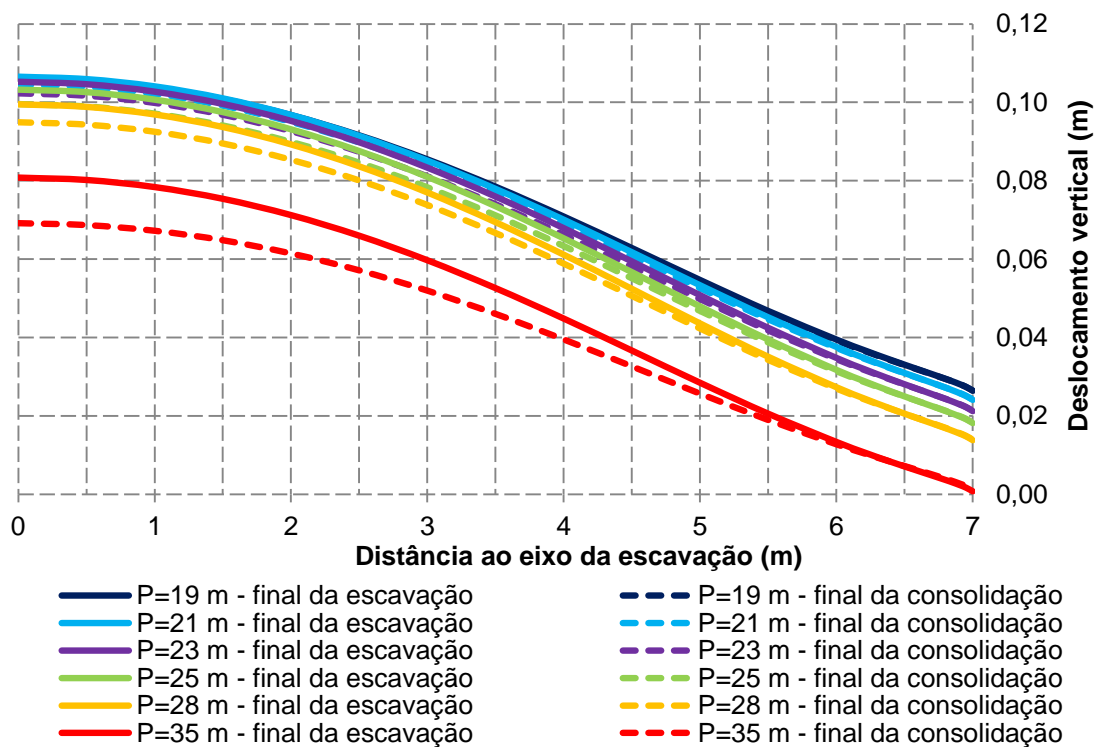


Fig. 5.38 – Influência da profundidade da parede (P) nos deslocamentos verticais da base de escavação no final da escavação e no final da consolidação

A Fig. 5.38, por sua vez, ilustra o levantamento da base da escavação, no final da escavação e no final da consolidação, para a presente análise paramétrica.

Pode-se concluir que o aumento da profundidade da parede não tem influência significativa nos deslocamentos verticais da base de escavação, exceto no caso em que a parede se encontra encastrada no estrato rígido. Neste caso, verifica-se que os deslocamentos da base junto à parede são desprezáveis e que o efeito de consolidação tende a diminuir o empolamento ocorrido na base aquando da escavação.

5.3.4. ESFORÇOS AXIAIS NO ESCORAMENTO

Relativamente aos esforços axiais em cada nível de escoramento, apresenta-se a Fig. 5.39 relativa ao decorrer da escavação e a Fig. 5.40 ao processo de consolidação.

Observando a primeira, contata-se que o prolongamento da parede provoca o aumento dos esforços axiais de compressão em cada nível de escoras.

No caso em que a parede atinge a profundidade do estrato rígido, ocorre uma redistribuição de esforços, visto que o primeiro nível apresenta uma redução mais elevada do seu esforço axial e o terceiro nível aumenta até 100 kN/m.

Quanto à segunda figura, a influência da altura enterrada da parede é mais evidente no segundo e terceiro níveis de escoras. No primeiro nível, apenas o último caso (profundidade 35 m) apresenta uma redução significativa do esforço axial a longo prazo. Por outro lado, para o mesmo caso, o terceiro nível de escoras aumenta, também significativamente, o valor do esforço axial até 250 kN/m.

Estes valores estão em concordância com os resultados dos deslocamentos horizontais da parede, uma vez que a zona do terceiro nível de escoras do último caso apresentava maiores deslocamentos no final da consolidação face à fase final de escavação e aos outros problemas em análise. Pelo contrário, no primeiro nível de escoras é menor o esforço axial devido aos menores deslocamentos da parede, para o problema da parede até ao estrato rígido.

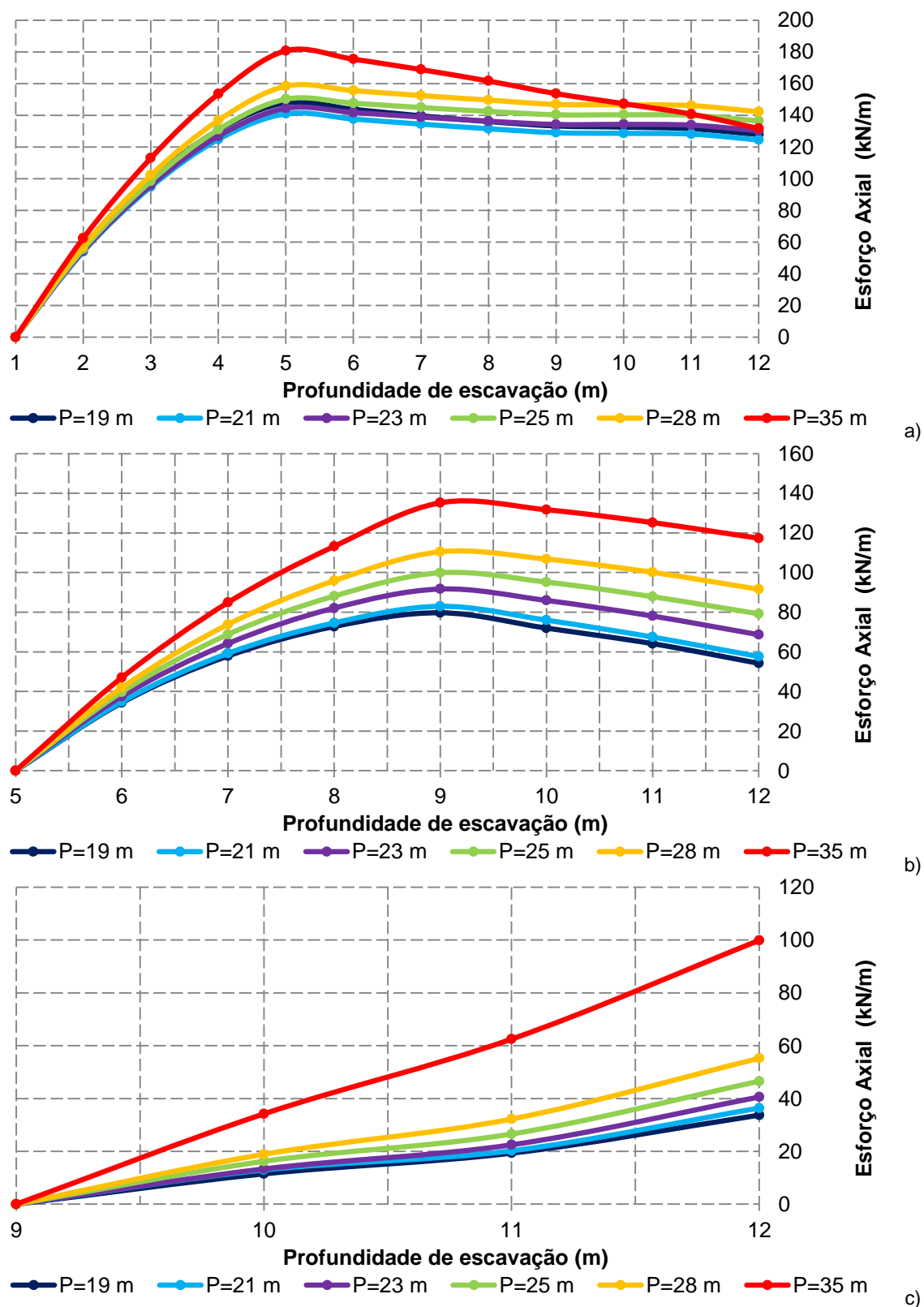


Fig. 5.39 - Influência da profundidade da parede (P) na evolução do esforço axial de cada nível de escoras durante a escavação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3

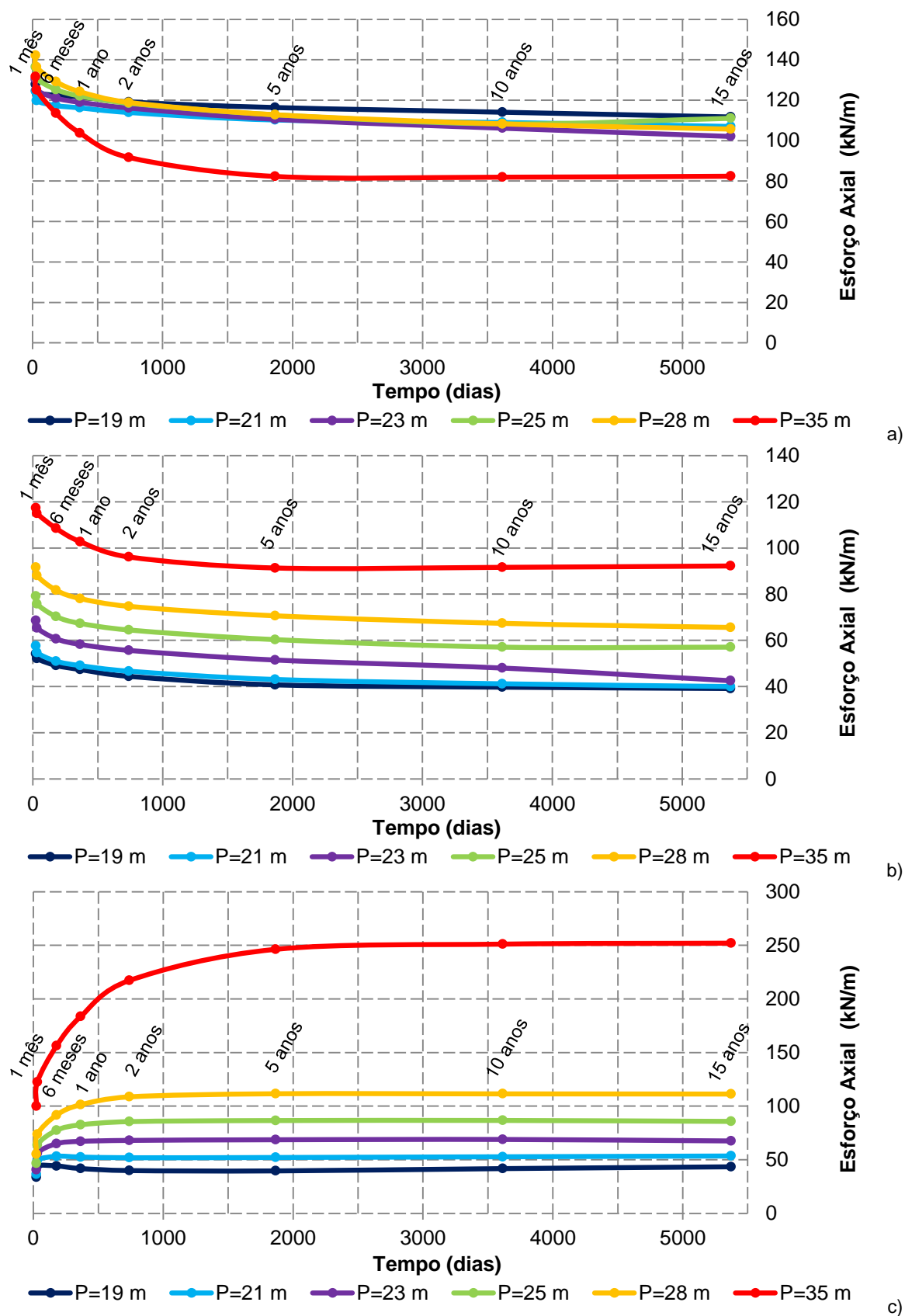


Fig. 5.40 – Influência da profundidade da parede (P) na evolução do esforço axial de cada nível de escoras durante a consolidação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3

5.3.5. MOMENTOS FLETORES NA PAREDE

A Fig. 5.41 ilustra os diferentes diagramas de momentos fletores que se instalam na parede para os casos em estudo, quer no final da escavação como no final da consolidação.

Da análise da figura é possível verificar uma translação dos diagramas à medida que a profundidade da parede aumenta. Quer isto dizer que, o valor do momento máximo negativo no alinhamento da laje de fundo tende a diminuir e os momentos positivos tendem a aumentar na parte enterrada da parede.

O efeito da consolidação é mais evidente no caso em que a parede é levada até ao estrato rígido, uma vez que aumentam os valores máximos do momento positivo a meio vão da parte enterrada da parede (1740 kN.m/m) e do momento negativo no encastramento da parede (4378 kN.m/m), isto é, acréscimo de 81% do lado escavado e 98% do lado suportado do maciço relativamente ao final da escavação.

Neste caso, os valores elevados dos momentos fletores máximos positivo e negativo obrigam o projetista a ter em atenção as elevadas tensões instaladas na armadura da parede moldada, e, como tal, o seu dimensionamento será mais robusto do que os casos em que a parede não é encastrada na base, podendo até ser uma solução inviável para a escavação, resultando, naturalmente, da grande profundidade a que se encontra o estrato rígido.

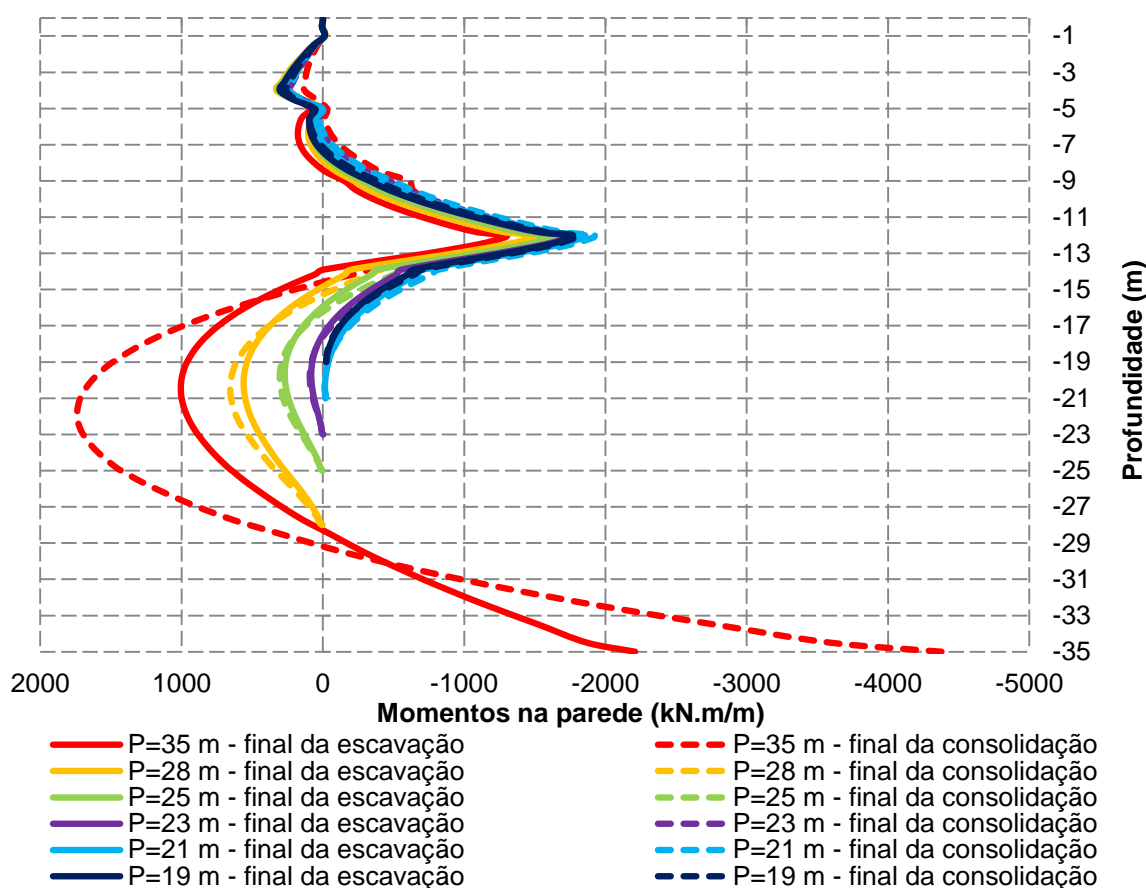


Fig. 5.41 – Influência da profundidade da parede (P) nos diagramas de momentos fletores na parede no final da escavação e no final da consolidação

5.3.6. ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

De seguida são apresentados os esforços de compressão e flexão que se instalam na laje de fundo, na Fig. 5.42 e Fig. 5.43, respetivamente, sendo nos diferentes casos em estudo apresentados os esforços tanto para o final da escavação como para o final da consolidação.

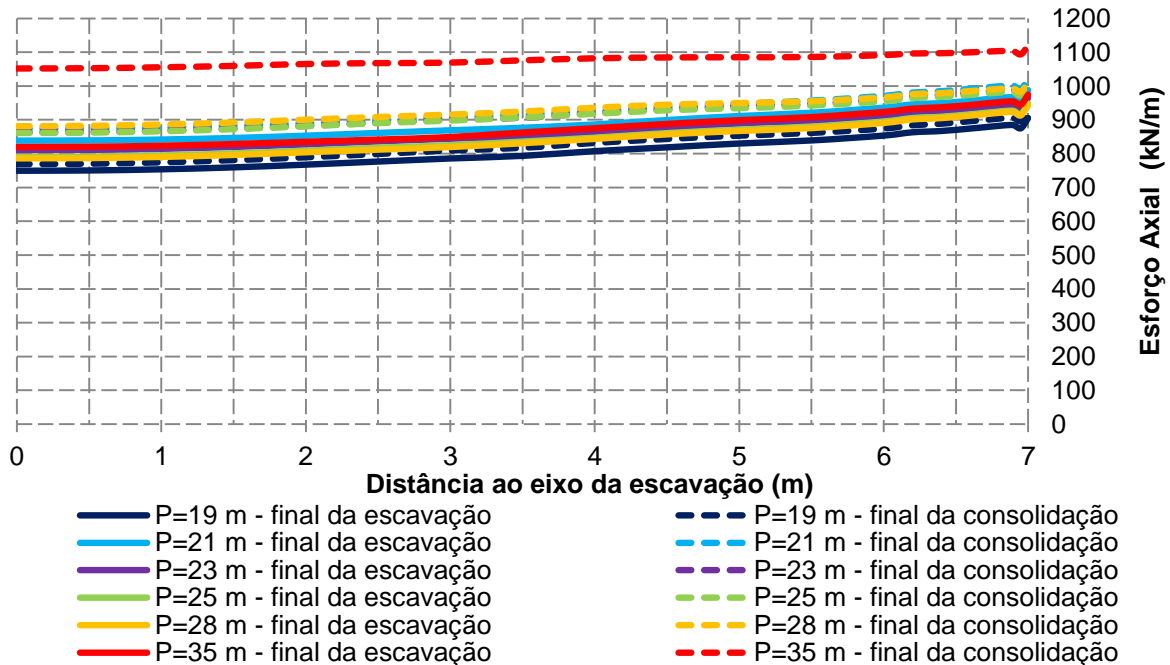


Fig. 5.42 - Influência da profundidade da parede (P) no esforço axial na laje de *jet grout* no final da escavação e no final da consolidação

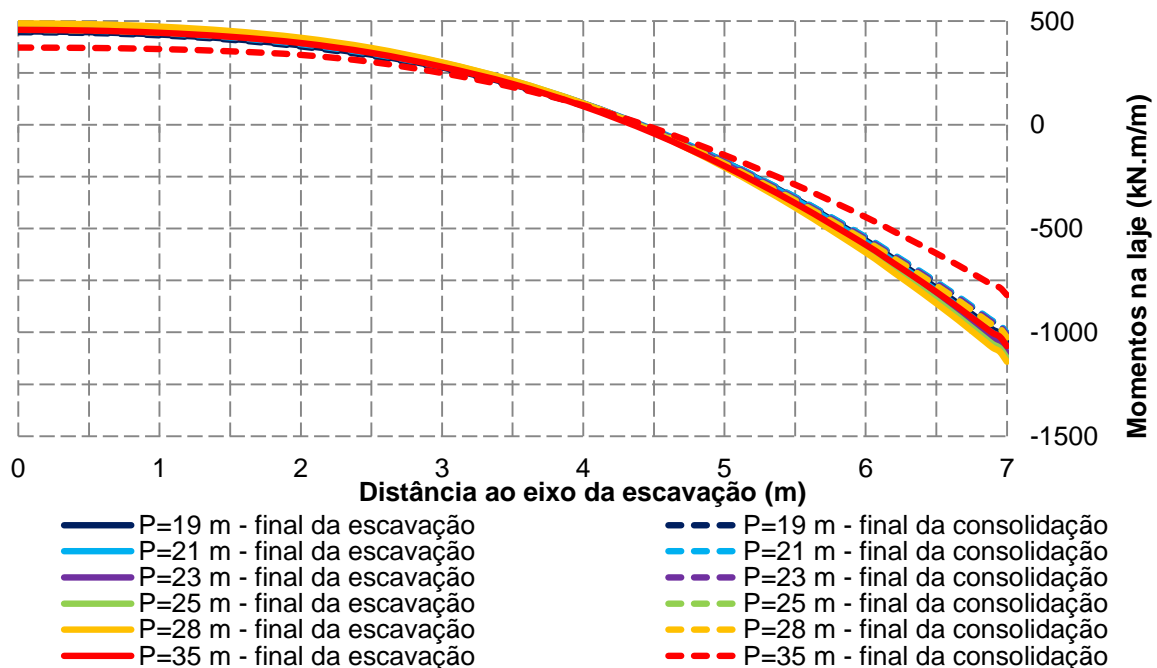


Fig. 5.43 - Influência da profundidade da parede (P) nos diagramas de momentos fletores na laje no final da escavação e no final da consolidação

Através da análise das duas figuras, pode-se concluir que o aumento da profundidade da parede tem pouca influência no esforço axial e diagrama de momentos fletores na laje de *jet grout*, relativamente aos casos em que a parede não é prolongada até ao firme.

Por outro lado, para o último caso, o efeito da consolidação provoca o aumento do esforço axial da laje de fundo e a redistribuição dos momentos fletores. Estes resultados estão intimamente ligados aos deslocamentos laterais da parede presentes na Fig. 5.35 a qual mostra que, neste caso, ao nível da laje de fundo os deslocamentos laterais da parede aumentam significativamente com a consolidação, o que provoca o aumento do esforço axial na laje de fundo e a redistribuição de momentos referida.

5.3.7. PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA PAREDE

No que respeita às pressões do solo (ou terras) sobre as faces da parede, apresenta-se na Fig. 5.44 os diagramas referentes aos problemas em análise, contrapondo o final da escavação com o final da consolidação.

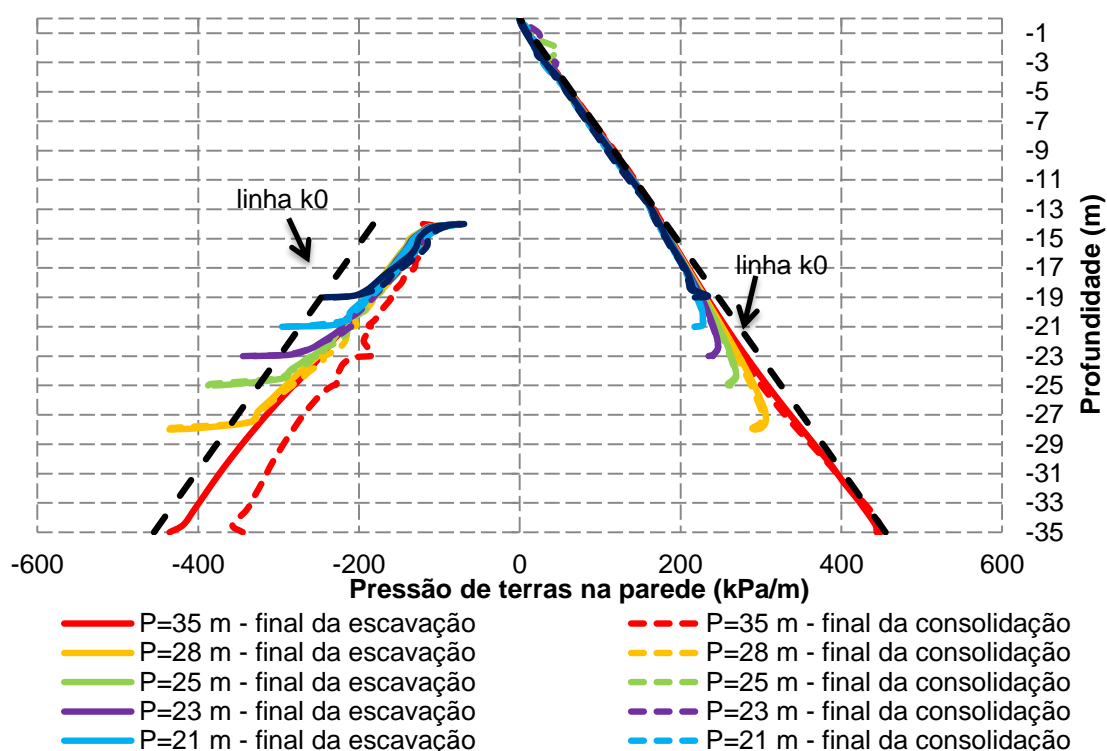


Fig. 5.44 - Influência da profundidade da parede (P) nos diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação

A análise da figura permite constatar que no lado suportado, a variação da altura enterrada da parede não induz alterações significativas na magnitude das pressões de terras sobre a parede.

Ainda referente ao lado suportado, a extremidade inferior da parede, nos casos em que não é levada até ao estrato rígido, apresenta um decréscimo de tensão localizado. Porém, pelo gráfico de deslocamentos da parede (rever Fig. 5.35) é possível verificar que não existe um comportamento diferente desses deslocamentos na zona referida, sendo por isso, como já referido, uma pequena imprecisão numérica

no ponto singular correspondente à extremidade da parede, verificando-se o mesmo efeito do lado escavado.

Na zona do maciço acima da laje de fundo é quase inexistente a variação das pressões relativamente às pressões de repouso ou iniciais (linha k_0) devido ao apoio que as escoras e a laje de *jet grout* proporcionam à parede. Ocorrendo a mesma situação na base da parede encastrada no estrato rígido, devido ao apoio que este lhe faculta.

Por outro lado, no lado escavado, o prolongamento da parede não influencia a forma dos diagramas de pressões de terras, comparativamente ao problema base, tendo sido já tecidas conclusões no capítulo anterior a propósito do seu comportamento.

Destaca-se apenas a redução das pressões de terras, nesse mesmo lado, no final da consolidação do problema em que a parede atinge a profundidade do estrato rígido.

5.3.8. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Será agora analisada a estabilidade global nas diferentes variantes da profundidade da parede moldada.

Não se apresentaram valores do fator de segurança para o caso em que a parede é prolongada até ao estrato rígido visto que o solo está contido no lado escavado entre a laje de fundo, a parte enterrada da parede e o estrato rígido, não se gerando uma superfície de deslizamento do género das adotadas para os outros casos, isto é, não existe rotura do fundo (desde que a parede e os apoios estejam adequadamente dimensionados para resistir aos esforços respetivos).

Como tal, estão representadas na Fig. 5.45 as superfícies de deslizamento, utilizadas no programa de elementos finitos, análogas à superfície *S1* considerada no problema base, para os casos em que a parede assume as profundidades: 21 m, 23 m e 25 m.

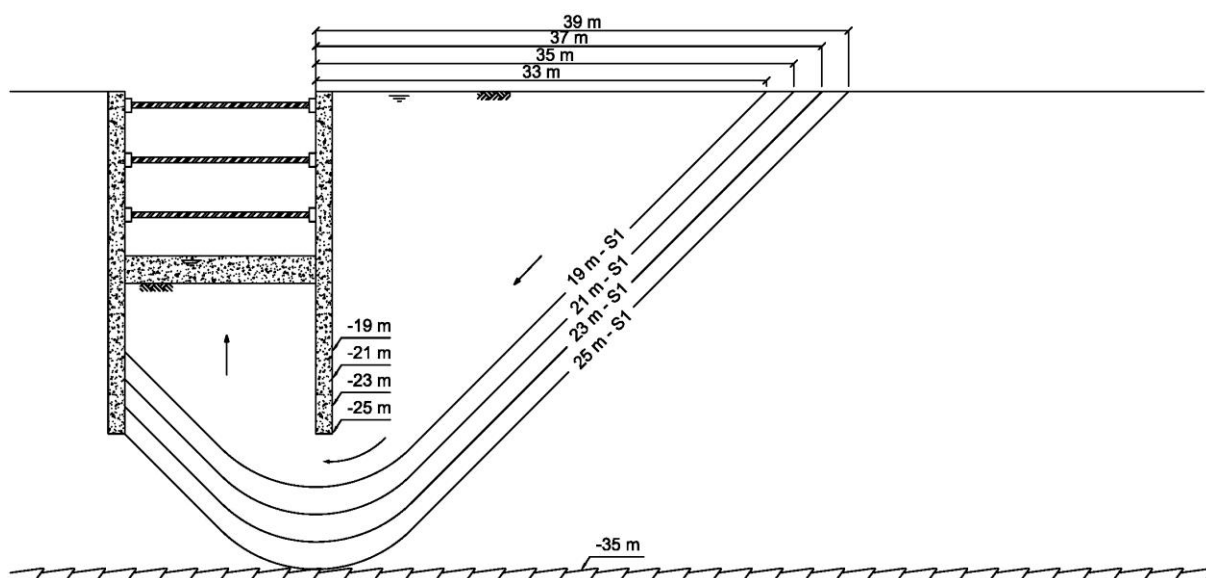


Fig. 5.45 – Superfícies de deslizamento (S1) para as profundidades da parede: 19 m (problema base); 21 m; 23 m e 25 m

Procedeu-se do mesmo modo para a superfície *S3*, como se pode observar pela Fig. 5.46.

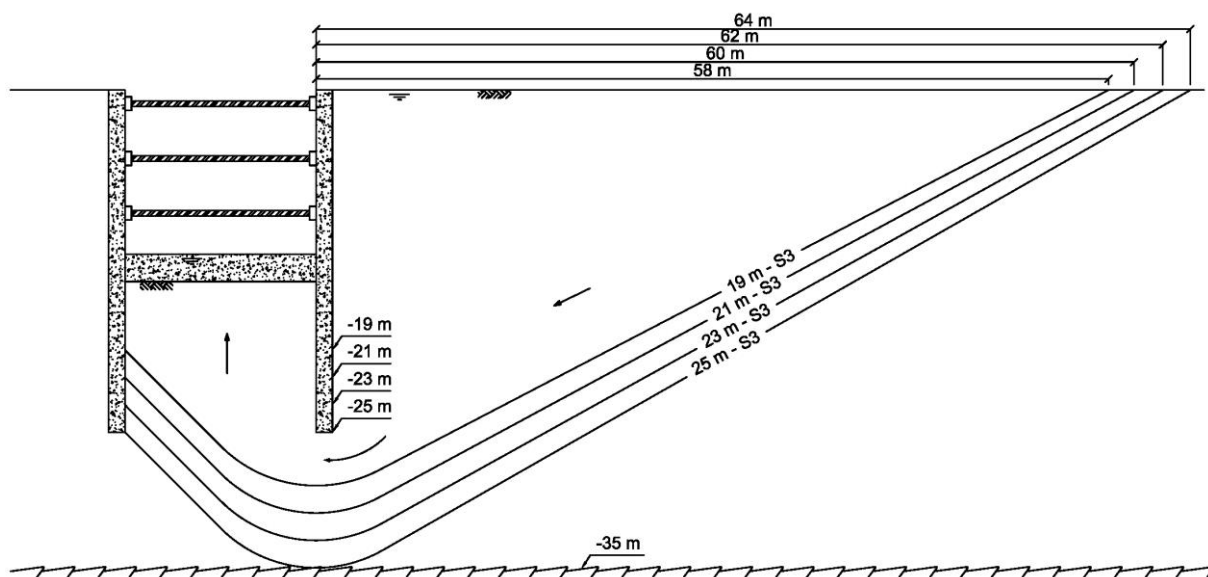


Fig. 5.46 – Superfícies de deslizamento (S3) para as profundidades da parede: 19 m (problema base); 21 m; 23 m e 25 m

Tendo em conta que, no caso em que a parede atinge a profundidade de 28 m, o estrato rígido encontra-se a curta distância da extremidade inferior da parede (recordar Fig. 2.2), as superfícies de deslizamento serão diferentes, sendo as suas novas geometrias apresentadas na Fig. 5.47.

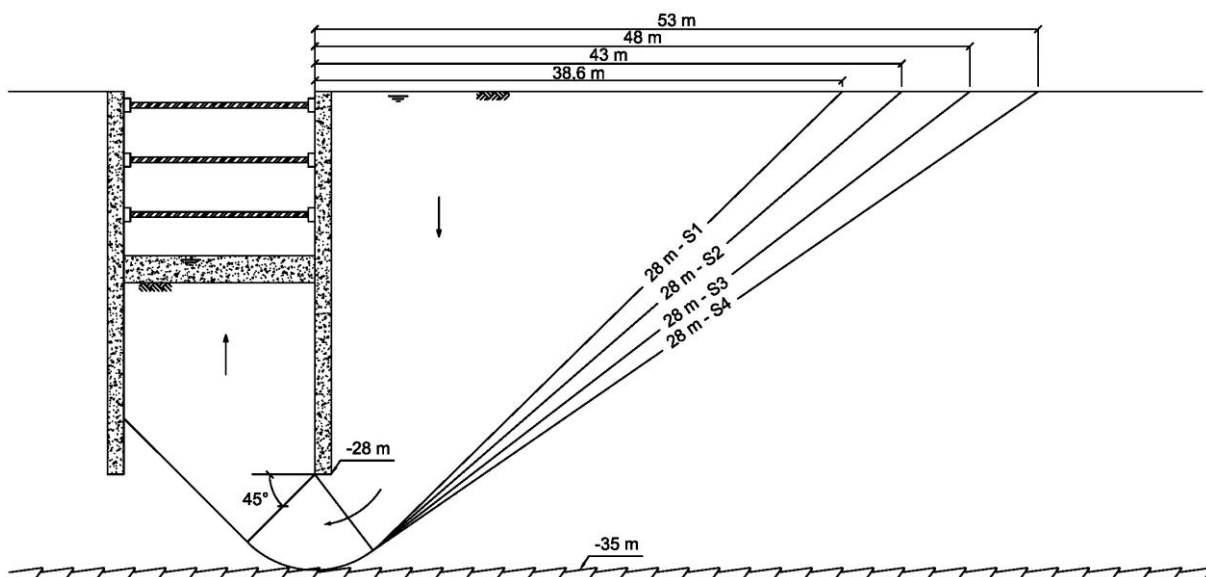


Fig. 5.47 – Superfícies de deslizamento para o caso da parede com 28 m de profundidade

De seguida, apresentam-se os valores do fator de segurança para as várias superfícies e casos analisados.

Pela Fig. 5.48 é possível verificar que, durante a escavação, para a superfície de deslizamento S1, o fator de segurança é ligeiramente superior nos casos em que a parede atinge os 23 m e 25 m de

profundidade relativamente ao problema base e ao caso da parede a 28 m de profundidade, embora tendam quase todos para o mesmo valor no final da escavação.

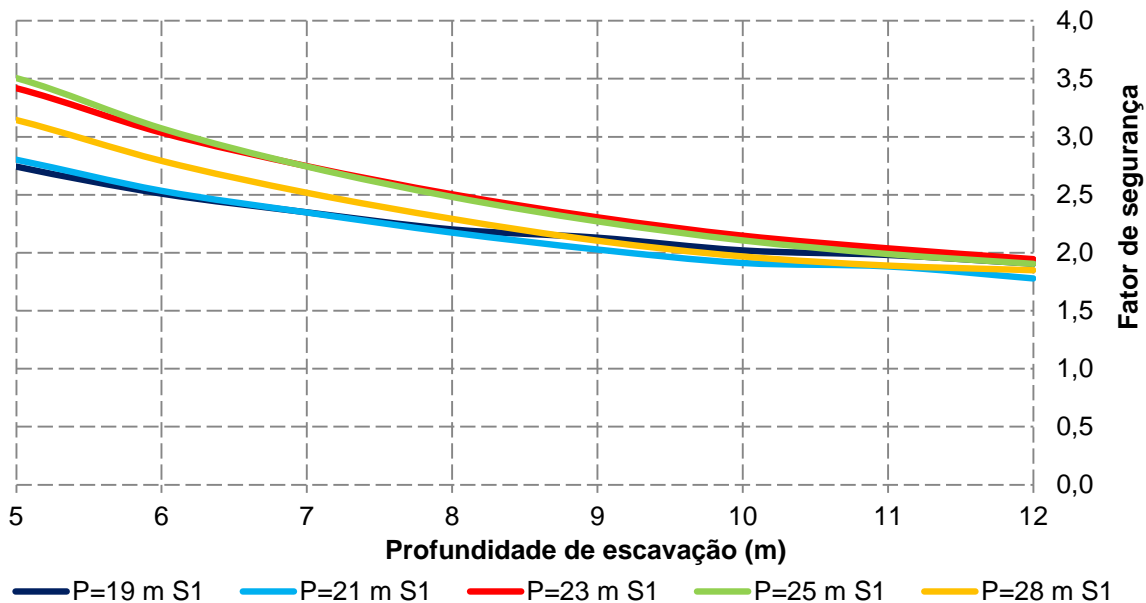


Fig. 5.48 - Influência da profundidade da parede (P) no fator de segurança para a superfície de rotura S1 durante a escavação

Ainda durante a escavação, conclui-se pela Fig. 5.49, que os valores do fator de segurança para as superfícies adotadas neste trabalho são um pouco menores do que as obtidas na superfície S1 (Fig. 5.48), tomando valores similares em todos os casos no final da escavação.

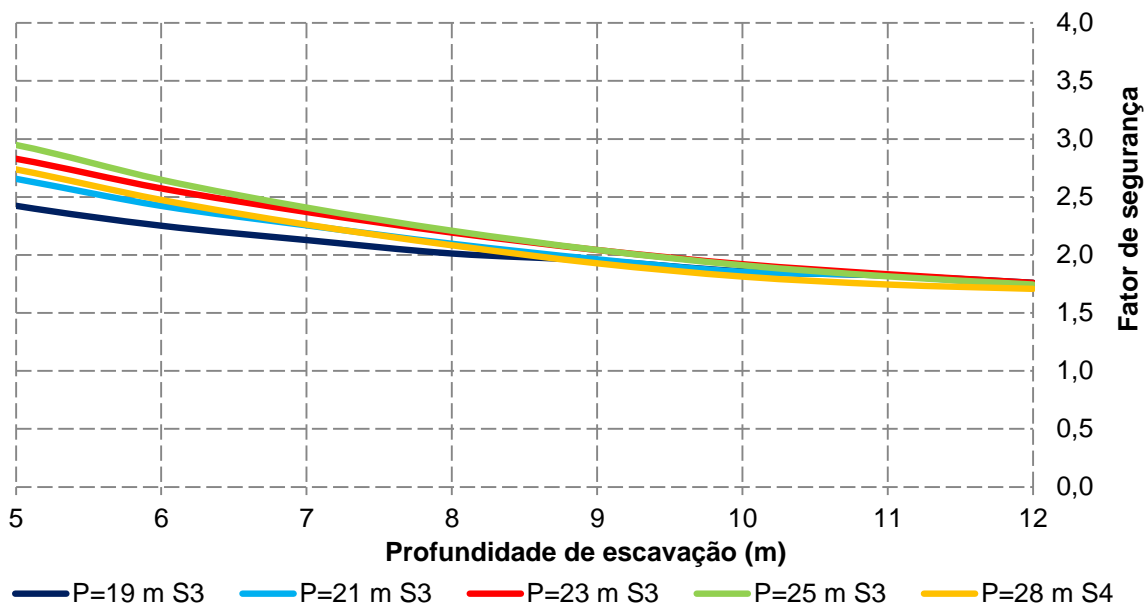


Fig. 5.49 - Influência da profundidade da parede (P) no fator de segurança durante a escavação: superfícies de rotura S3 (19 m; 21 m; 23 m e 25 m) e S4 (28 m)

Quanto ao processo de consolidação, observando a Fig. 5.50, conclui-se que o fator de segurança permanece constante a longo prazo. O caso em que a parede atinge a profundidade 21 m é o que apresenta menor segurança à estabilidade, embora os valores não sejam muito díspares aos do problema base. Conclui-se, portanto, que a variação da altura enterrada da parede não tem grande influência no fator de segurança.

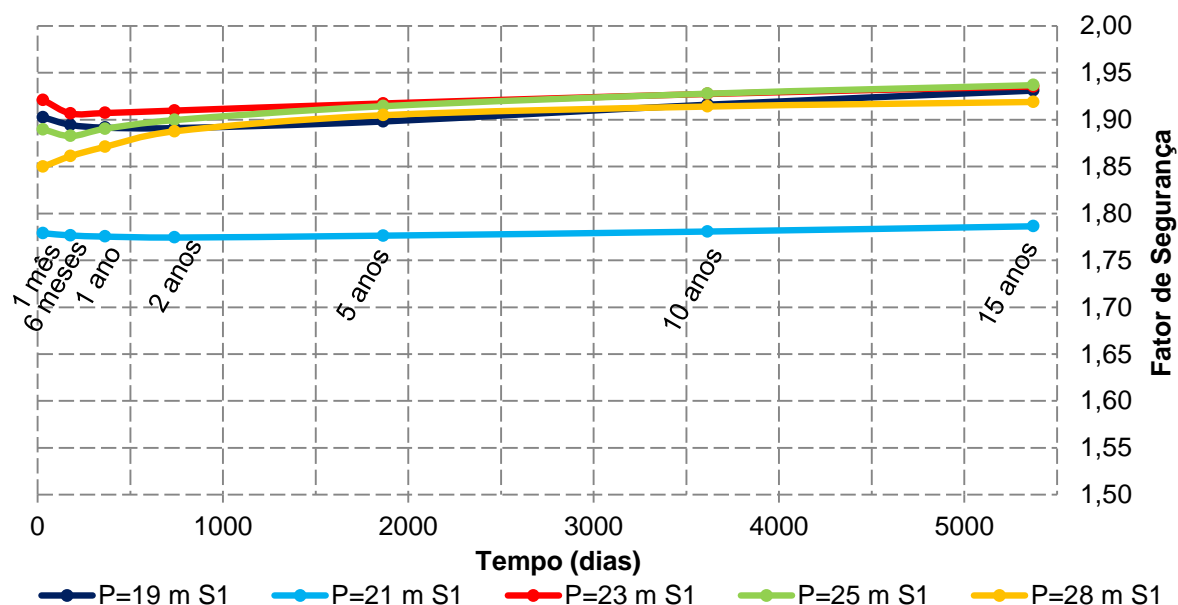


Fig. 5.50 - Influência da profundidade da parede (P) no fator de segurança para a superfície de rotura S1 durante o processo de consolidação

Pela Fig. 5.51 é mais perceptível a semelhança entre os valores do fator de segurança em todos os casos analisados, durante a consolidação.

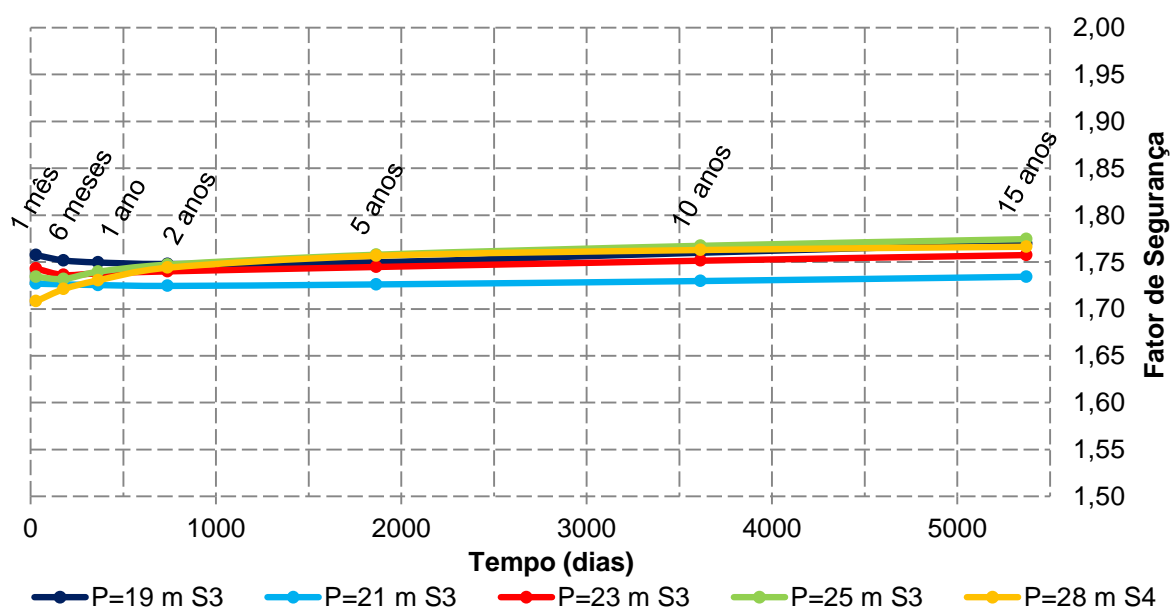


Fig. 5.51 - Influência da profundidade da parede (P) no fator de segurança durante o processo de consolidação: superfícies de rotura S3 (19 m; 21 m; 23 m e 25 m) e S4 (28 m)

5.3.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Concluído o estudo da influência da altura enterrada da parede, salienta-se que o comportamento geral do maciço e da estrutura de contenção é mais controlado quando aumenta aquele parâmetro, isto é, verificam-se menores deslocamentos, quer no maciço quer na estrutura de contenção, embora se aumentem os esforços na estrutura de contenção, sendo necessário um dimensionamento da mesma mais robusto.

Verificou-se no presente trabalho que a segurança global não é significativamente afetada pela profundidade da parede, porém, cabe ao projetista estudar todos os parâmetros para que uma obra do gênero à analisada seja realizada com a maior segurança e menores custos para o Dono de Obra.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo são apresentadas, de forma sucinta, as conclusões mais pertinentes obtidas ao longo do trabalho, o qual pretendeu contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento e estabilidade do fundo de escavações escoradas em maciços argilosos moles, bem como sugestões para trabalhos futuros que abordem temas semelhantes.

Primeiramente, estudou-se os métodos tradicionais que utilizam a abordagem do equilíbrio limite e fundamentos da capacidade de carga para avaliar posteriormente o fator de segurança ao levantamento do fundo de escavações em solos argilosos moles.

De seguida, apresentou-se as principais características do programa de cálculo automático utilizado, baseado no Método dos Elementos Finitos, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efetivas. O programa em questão é designado por RECRIB e foi desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Na modelação do comportamento do solo considerou-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, o modelo $p-q-\theta$.

Com o auxílio deste programa de cálculo modelou-se numericamente uma escavação escorada num maciço argiloso mole, suportada por paredes moldadas de betão armado e reforçada por uma laje de fundo com colunas de *jet grout* de modo a minimizar os deslocamentos e aumentar a segurança ao levantamento do fundo.

Analisou-se a evolução das principais grandezas desde o início do processo construtivo até à dissipação total dos excessos de pressão neutra. O comportamento do maciço foi analisado de uma forma faseada, durante a realização da escavação e, posteriormente, durante um determinado período de tempo, de modo a perceber a evolução dos estados de tensão e de deformação do maciço envolvente, bem como dos movimentos induzidos e dos esforços no sistema de contenção (parede moldada e laje de fundo).

As principais grandezas analisadas, às quais se prestou mais atenção, foram desde os excessos de pressão neutra, tensões de corte, níveis de tensão e deslocamentos no maciço, assim como aos esforços axiais no escoramento, momentos fletores e deslocamentos da parede, pressões do solo sobre as faces da parede e esforços de compressão e de flexão na laje de fundo. Foi também estudado o fator de segurança à estabilidade do fundo, através do Método dos Elementos Finitos considerando

formulações da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, e comparado aos valores obtidos pelos métodos tradicionais. De um modo geral, importa salientar as seguintes conclusões:

No que respeita ao estado de tensão:

- No processo de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos em praticamente todo o maciço, sendo que estes são mais significativos na zona subjacente ao maciço de escavação, uma vez que foi nesta zona que se verificou uma maior diminuição da tensão média total. No que se refere ao período posterior à construção, verifica-se a dissipação dos excessos de pressão neutra negativos gerados durante o processo de escavação;
- Durante a escavação ocorre um aumento significativo das tensões de corte, sobretudo na zona mais próxima da parede e abaixo da laje de *jet grout*. Por outro lado, no processo de consolidação estas tensões não registam grandes alterações;
- Quanto aos níveis de tensão verifica-se um aumento significativo dos mesmos ao longo da escavação, principalmente na zona abaixo da laje de fundo e abaixo da extremidade inferior da parede e ainda no lado suportado estendendo-se numa grande área do maciço argiloso. Os níveis de tensão junto à parede do lado suportado mantêm-se elevados durante a consolidação embora se registe uma diminuição generalizada destes níveis a longo prazo.

Quanto aos deslocamentos, salienta-se que:

- Ao longo da escavação, verifica-se um aumento dos deslocamentos horizontais da parede, sendo o valor máximo observado na sua extremidade inferior na ordem dos 3 cm. Contudo, durante a consolidação, não se verifica uma variação considerável dos deslocamentos horizontais;
- Os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço suportado aumentam com o decurso da escavação, tendo sido verificado que os valores mais significativos ocorrem a cerca de 30 m de distância à parede, com valores entre os 2 e 3 cm. No final da consolidação, esses valores agravam-se principalmente nos deslocamentos verticais, registando-se um assentamento da ordem dos 6 cm a cerca de 15 m de distância à parede;
- Com o decorrer da consolidação, seria de esperar que os deslocamentos verticais da base de escavação aumentassem maioritariamente junto ao eixo de simetria, porém este facto não se verificou, dadas as características geométricas e hidráulicas do problema em análise.

No que se refere aos esforços nos níveis de escoramento, na parede e na laje de fundo, é de realçar as seguintes conclusões:

- Os esforços nas escoras crescem com o progredir da escavação, contudo, quando um novo nível de escoras é instalado, os esforços no nível anterior tendem a diminuir, permitindo um melhor aproveitamento da estrutura de contenção sem ser necessário uma elevada robustez. No decurso do período pós-construção, os esforços dos vários níveis de escoramento apresentam uma tendência para se manterem constantes, o que está em concordância com os resultados obtidos relativamente ao deslocamento horizontal da parede, o qual permanece praticamente inalterado na zona do escoramento;
- Os momentos fletores da parede aumentam com o progredir da escavação embora se mantenham constantes entre o final da construção e o final da consolidação;
- Relativamente ao esforço de compressão na laje de fundo e aos seus momentos fletores, estes aumentam com o evoluir da escavação embora não sofram alteração significativa no

final da consolidação relativamente ao final da escavação. Este facto é comprovado pela semelhança entre os deslocamentos laterais da parede das fases de final da construção e de final da consolidação.

Quanto à análise de estabilidade é possível concluir que:

- O fator de segurança ao levantamento do fundo de escavações em solos moles é subestimado pelos métodos tradicionais de Terzaghi (1943) e de Bjerrum e Eide (1956). Torna-se relevante, então, estudar outras superfícies de deslizamento adaptadas ao problema em questão;
- É importante estudar o comportamento do maciço argiloso mole, quer a curto prazo quer a longo prazo;
- É notória a extensão do maciço argiloso que poderá entrar em rotura, sendo por isso necessário um estudo rigoroso de cada problema.

No capítulo 5 procedeu-se à realização de análises paramétricas com o objetivo de compreender a influência que determinados parâmetros acarretam no comportamento do maciço argiloso escavado, assim como na estrutura de contenção. Com base nas análises efetuadas pode-se concluir o seguinte:

Quanto à remoção da laje de fundo:

- Ocorre um aumento significativo dos deslocamentos do maciço argiloso, quer no lado escavado como no lado suportado, assim como dos deslocamentos da estrutura de contenção;
- Consequentemente, existe um aumento dos esforços axiais no escoramento e ocorre alteração nos diagramas de momentos fletores e de pressões de terras sobre as faces da parede;
- O fator de segurança à estabilidade do fundo da escavação diminui significativamente;
- De um modo geral, o recurso à laje de fundo de *jet grout* permite um maior controlo do comportamento em termos de deslocamentos e esforços, bem como da segurança à estabilidade global de uma obra geotécnica de escavação em solos moles, podendo não ser viável, em certos casos de obra, a sua não utilização, embora acarrete custos mais elevados.

Relativamente à influência da altura enterrada da parede:

- Com o aumento da altura enterrada da parede, há uma redução gradual dos deslocamentos, quer no maciço argiloso mole quer na estrutura de contenção, tanto no final da escavação como no final da consolidação;
- É evidente o aumento dos esforços na estrutura de contenção, principalmente no caso em que a parede é prolongada até ao estrato rígido, sendo necessário um dimensionamento da mesma mais robusto, podendo até ser uma solução inviável;
- A segurança global no problema estudado não é significativamente afetada pela profundidade da parede, porém, cabe ao projetista estudar todos os parâmetros para que uma obra do género à analisada seja realizada com a segurança adequada e menores custos para o Dono de Obra;

Com a realização do presente trabalho foi notória a complexidade do tema em análise, sendo evidente o contributo que as análises deste género apresentam para uma melhor compreensão do comportamento global, tanto dos maciços argilosos como da estrutura de contenção que os suporta. De seguida, salientam-se alguns aspetos que no futuro podem ser alvo de estudo como aprofundamento das análises aqui realizadas:

- Realização de uma maior variedade de estudos paramétricos em relação às características do maciço argiloso, bem como com outros tipos de geometrias tendo da estrutura de contenção como do maciço suportado;
- Modelação numérica de obras reais cujo comportamento seja observado durante a escavação e durante o processo de consolidação, de forma a avaliar a fiabilidade dos modelos numéricos utilizados;
- Modelação deste tipo de soluções quando sujeitas a solicitações dinâmicas (sismos) e a solicitações assimétricas;
- Realização de análises numéricas tridimensionais, com o intuito de melhor simulação de uma obra real.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, A. N. (2012). *Contenção com paredes moldadas cilíndricas em escavações profundas em solos moles*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Azevedo, M. A. S. (2010). *Escavações Cilíndricas em Solos Moles Suportados por Paredes Moldadas*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Biot, M. A. (1935). *Le problème de la consolidation des matières argileuses sous une charge*. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles, Vol. 55. p. 110-113.
- Biot, M. A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, Vol. 12. n.º 2. p. 155-164.
- Bjerrum, L.; Eide, O. (1956). *Stability of strutted excavations in clay*. Géotechnique, Vol. 6.
- Borges, J. L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. FEUP, Porto.
- Borges, J. L. (1998). *Modelos de Estados Críticos*. FEUP, Porto.
- Borges, J. L. (2004a). *Escavações Não Suportadas em Maciços Argilosos. Consolidação e Estabilidade Global pelo Método dos Elementos Finitos*. Geotecnia, n.º 120. p. 55-77.
- Borges, J. L. (2004b). *Three-dimensional analysis of embankments on soft soils incorporating vertical drains by finite element method*. Computers and Geotechnics, Vol. 31. n.º 8. p. 665-676. 0266-352X (ISSN)
- Borges, J. L. (2008). *Cut Slopes in Clayey Soils: Consolidation and Overall Stability by Finite Element Method*. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 26. n.º 5. p. 479-491.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. (2002). *Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 20. n.º 6. p. 395-421. 0266-1144 (ISSN)
- Borges, J. L.; Pinto, R. G. (2013). *Strutted Excavation in Soft Soil Incorporating a Jet-Grout Base Slab: Analysis Considering the Consolidation Effect*. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 31. n.º 2. p. 593-615.
- Britto, A. M.; Gunn, M. J. (1987). *Critical Soil Mechanics via Finite Elements*. Ellis Horwood Limited, UK.
- Costa, P. M. B. A. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Finno, R. J.; Harahap, I. S.; Sabatini, P. J. (1991). *Analysis of braced excavations with coupled finite element formulations*. Computers and Geotechnics, Vol. 12. n.º 2. p. 91-114. 0266-352X (ISSN)
- Fortunato, E. M. C. (1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles. Uma Contribuição para o seu dimensionamento*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Gunn, M. J. (1996). *Determination of Critical State Soil Parameters Using Laboratory Tests*. Crisp Consortium.
- Instituto Português da Qualidade Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico - Parte 1: Regras gerais. Portugal. NP EN 1997-1: 2010
- Lewis, R. W.; Screfler, B. A. (1987). *The finite element method in deforming and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Inc., New York.

- Lopes, M. R. L. (2004). *Efeitos diferidos no tempo associados à escavação de túneis superficiais*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. LNEC, Lisboa.
- Mateus, R. D. C. (2010). *Escavações multi-eskoradas em solos moles incorporando laje de fundo de jet grout e pré-esforço nas escoras*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras - Novos métodos de dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. FEUP, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Vol. I. FEUP Edições, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica*. Vol. II. FEUP Edições, Porto.
- Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S.; Topa Gomes, A.; Borges, J. L.; Guerra, N. C.; Antão, A. N. (2012). *Deep excavations in urban areas - finite element modelling for three geotechnical scenarios and retaining solutions*. Innovative Numerical Modelling in Geomechanics. Taylor & Francis Group, London. 978-0-415-61661-4 (ISBN)
- Monteiro, A. J. S. (2011). *Escavações em maciços argilosos suportados por paredes de jet grout armado com perfis metálicos*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- O'Rourke, T. D. (1992). *Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay*. Cambridge, UK.
- Pinto, R. N. M. G. (2008). *Sistemas construtivos de estruturas de contenção multi-apoiadas em edifícios*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Potts, D. M.; Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory*. Thomas Telford, London.
- Skempton, A. W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proceedings of building research congress. London.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice: 3rd Edition*. John Wiley and Sons, Inc., New York. 0-471-08658-4 (ISBN)
- Ukritchon, B.; Whittle, A. J.; Sloan, S. W. (2003). *Undrained stability of braced excavations in clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129. n.º 8. p. 738-755. 10900241 (ISSN)